المؤتمر الوطني التاسع
لمواد البناء والهندسة الإنشائية

تنظيم قسم الهندسة المدنية
كلية الهندسة - جامعة طرابلس

29 - 30 نوفمبر 2022

الشركة الليبية للحديد والصلب
LIBYAN IRON AND STEEL COMPANY

الشريك الرسمي

المنطقة الحرة بمصراتة
MISURATA FREE ZONE

الراعي الماسي

مجلد الابحاث

المؤتمر الوطني التاسع لمواد البناء والهندسة الإنشائية

تنظيم قسم الهندسة المدنية
كلية الهندسة - جامعة طرابلس

29 - 30 نوفمبر 2022

جزيل الشكر والتقدير والإمتنان للمؤسسات والشركات التالية لدعمها السخي ومشاركتها في المؤتمر.

الشريك الرسمي المميز الشركة الليبية للحديد والصلب والداعم الماسي المنطقة الحرة - مصراتة، والداعمون الآخرون وهم شركة المنصورة القابضة، شركة الإنماء للهندسة وادارة المشاريع، الآكاديمية الليبية مكتب الجامعة للإستشارات الهندسية، جمعية المهندسين العلمية مصلحة الطرق والجسور، شركة الإنماء الإقتصادي لاستيراد مواد البناء المساهمة، جهاز تنفيذ وادارة طريق امساعد - راس جدير، جهاز تنمية وتطوير المراكز الإدارية، شركة البنيان للإستشارات الهندسية جهاز تنفيذ مشروعات المواصلات، معهد التخطيط، وزارة التخطيط، لجنة التنمية المستدامة بوزارة التخطيط، شركة السهم للنقل.

حقوق الطبع والنشر © 2022 محفوظة لقسم الهندسة المدنية، جامعة طرابلس، ليبيا
Copyright © 2022 Civil Engineering Department, University of Tripoli, Libya

بالرغم من توخي العناية لتأكيد النزاهة والجودة في إعداد هذا المجلد وما يحتويه من معلومات فإن الناشر والمؤلفين لا يتحملون مسئولية أي ضرر قد يتسبب لألفراد أو الممتلكات نتيجة لإستخدام هذا المجلد وما يحتويه من معلومات.

طباعة شركة العالمية الأولى للطباعة والدعاية والاعلان
شارع البرج – حي الأندلس – طرابلس
ارقام هواتف
091 001 4488 - 091 001 4499

الشركة الليبية للحديد والصلب
LIBYAN IRON AND STEEL COMPANY

تعد الشركة الليبية للحديد والصلب من كبرى الشركات الصناعية في ليبيا وشركة رائدة في صناعة الحديد والصلب، وقد دخلت مرحلة التشغيل التجاري سنة 1989م بطاقة تصميمية سنوية من الصلب السائل بلغت 1,300,000 طن، وتم تطويرها لاحقاً إذ وصلت الطاقة التصميمية إلى 1,700,000 طن سنوياً، وقد أسهمت منتجات الشركة على مدى سنوات في زيادة النشاط العمراني وإزدهار في سوق البناء، كما أسهمت الشركة في خلق صناعات تكميلية في السوق الليبي متمثلة في مصانع تعتمد في إنتاجها على منتجات الشركة بمختلف أنواعها المدرفلة والمسطحة والطولية. الأمر الذي أسهم في إحداث شراكة بين الشركة والقطاع الخاص.

وقد أولت الشركة اهتمام خاص بالسوق المحلي باعتبار أنه يمثل أهمية بالغة في تسويق مختلف منتجاتها ولوحظ زيادة معدل الإقبال على منتجات الدرفلة المسطحة بسبب تكوّن قاعدة حقيقية من الصناعات التكميلية متمثلة في مشاريع ومصانع يديرها القطاع الخاص وتعمل على تحويل المنتجات المسطحة إلى منتجات أخرى مطلوبة بالسوق المحلي.

كما هو جدير بالذكر أن الشركة حرصت على الإهتمام بالجوانب البيئية لضمان تشغيل مصانعها بكل أمان وفقاً للقوانين والتشريعات البيئية المحلية والعالمية، حيث أولت إهتمامها منذ الدراسات الأولية لهذه الصناعة ولهذا حرصت على تشكيل لجان وفرق عمل لإعداد المواصفات الفنية لكافة مصانع مرافق الشركة، لضمان شمولية المنظومات الخاصة بالرقابة والحماية البيئية وإختيار التقنية المناسبة بما يضمن الإستحقاقات والمتطلبات البيئية المستهدفة.

هذا ولم تألُ إدارة الشركة جهداً وسعت للتواصل وربط جسور التعاون مع كافة الهيئات والمؤسسات المهتمة بالشؤون البيئية في الدولة وعلى رأسها الهيئة العامة للبيئة ومركز البحوث الصناعية ومركز البحوث النووية إلى جانب مشاركتها وتوليها رعاية الكثير من المناشط العلمية كورش العمل والندوات ذات العلاقة بنشاط الشركة.

أ.د.محمد عبد الملك الفقيه

رئيس مجلس إدارة الشركة الليبية للحديد والصلب

2022/11/29 م

كلمة اللجنة الدائمة

اللجنة الدائمة للمؤتمر الوطني لمواد البناء والهندسة الإنشائية هي لجنة أهلية علمية تعني بالإشراف ومتابعة انعقاد سلسلة مؤتمرات مواد البناء والهندسة الإنشائية التي بدأت بفكرة من قسم الهندسة المدنية بجامعة سبها عام 2000 ميلادي والتي توجت بانعقاد المؤتمر الوطني الأول لمواد البناء والهندسة الإنشائية بكلية العلوم الهندسية والتقنية ببراك الشاطئ آنذاك وبتنظيم قسم الهندسة المدنية بالكلية في أكتوبر من عام 2002، ونظراً للنجاح الكبير الذى حظى به المؤتمر، أوصى بالاستمرار بعقده كل سنتين، حيث عقد المؤتمر الثاني لمواد البناء والهندسة الإنشائية بكلية الهندسة جامعة المرقب بالخمس عام 2004، وخلال الجلسة الختامية لهذا المؤتمر يوم الثلاثاء الموافق 2004/11/23 تم الأعلان عن تشكيل اللجنة الدائمة للمؤتمر بمدينة الخمس.

وفى أول اجتماع لهذه اللجنة تم اختيار الأستاذ الدكتور صالح يحي الباروني (رحمة الله عليه) رئيساً لها، وتقرر أيضاً آلية توسيع عدد أعضاء اللجنة في المستقبل بحيث يتم ضم رئيس قسم الهندسة المدنية لكل جامعة تستضيف المؤتمر في دوراته القادمة ولأول مرة فقط. وتوالى بعدها انعقاد المؤتمر لثلاث دورات متتالية في كل من جامعة مصراتة وجامعة الزاوية وأكاديمية الدراسات العليا بطرابلس، وعلى هامش أعمال المؤتمر الأخير عقدت اللجنة الدائمة اجتماع لها اختير فيه الأستاذ الدكتور عبد السلام المبروك عكاشة رئيساً لها.

ونظراً للظروف التي مرت بها بلادنا الحبيبة فقد تأخر عقد المؤتمر السادس عن موعده المقرر في2012، وبفضل الله أولاً ثم بالجهود المتواصلة للجنة الدائمة للاستمرار في عقد هذه السلسة من المؤتمرات فقد تم عقد المؤتمر السادس بجامعة الجبل الغربي بغريان عام2016، وبعدها توالى انعقاده في دوراته المعتادة كل سنتين في جامعة عمر المختار وجامعة بني وليد على التوالي، وها نحن اليوم 29 نوفمبر 2022 نشهد انعقاد المؤتمر التاسع لمواد البناء والهندسة الإنشائية بجامعة طرابلس.

وتهدف اللجنة الدائمة للمؤتمر الوطني لمواد البناء والهندسة الإنشائية في الأساس إلى ضمان استمرارية انعقاد هذه السلسة من المؤتمرات الوطنية لتوفير بيئة علمية للباحثين الليبيين لنشر بحوثهم العلمية وتبادل الأفكار والخبرات وتشجيعها، وكذلك خلق المناخ الملائم لتبادل المعلومات بين المؤسسات العلمية والبحثية والشركات العاملة في قطاع البناء وفتح آفاق التعاون فيما بينها من خلال استضافة الجامعات الليبية مثل هذه المؤتمرات وتنظيمها، والتعريف بمدى التطوير واستغلال مواد الخام المحلية واستخداماتها في مجال البناء والتشييد، وحفاظاً على هذه الاستمرارية سنعلن بعون الله في نهاية هذه الدورة عن مكان انعقاد الدورة القادمة.

وفي النهاية نسأل الله العلي القدير أن يوفقنا لنشر العلم والمعرفة، والنهوض ببلادنا في مجالات البناء والإعمار لنراها في مصاف الدول المتقدمة.

أ.د.عبد السلام المبروك عكاشة

رئيس اللجنة الدائمة

2022/11/29 م

كلمة اللجنة التحضيرية

أنشئت كلية الهندسة جامعة طرابلس سنة 1961 باسم كلية الدراسات الفنية العليا وكان ذلك من ضمن برنامج التعاون العلمي والتقني مع منظمة الأمم المتحدة للتربية والعلوم والثقافة اليونسكو، وفي سنة 1967 انضمت الى الجامعة الليبية تحت اسم كلية الهندسة. وبذلك فإنها اول كلية هندسة بالدولة الليبية، وبقدر ما تمتاز به هذه الكلية من دور ريادي خلال مسيرتها العلمية هذه فإن دورها يزداد أهمية تمشياً مع التطور التقني المذهل بكل المجالات الهندسية، والتي عقدت لها الكلية العديد من الورش والندوات والمؤتمرات بشتى المجالات والتي تشمل الهندسة الميكانيكية والمعمارية والكهربائية والبحرية وعلوم المواد والهندسة الجيولوجية إضافة إلى التعدين والطيران ومجالات أخرى عديدة، ومن هذه المجالات الأخرى مجال الهندسة المدنية والذي تأسس قسمها مع تأسيس الكلية سنة 1961 حيث تخرجت اول دفعة من هذا القسم سنة 1966 بعدد 8 مهندسين وكان اول الدفعة بتقدير امتياز، موقد شعلة هذا المؤتمر ومؤسسه (رحمة الله عليه) الأستاذ الدكتور الفاضل صالح يحي الباروني، منذ تأسيس هذا القسم توالت المؤتمرات والندوات و ورش العمل بشتى مجالات الهندسة المدنية، السدود والأساسات والطرق ومنشآت الصلب ومواد البناء الأخرى والتي يشهد العالم تطوراً كبيراً بمجالها وذلك لما لها من تأثير على كفاءة المنشآت المختلفة من ناحية وظيفتها وديمومتها مما أدى إلى تزايد التنافس بين العلماء والباحثين لتقديم بحوث ودراسات تهدف إلى تحسين وتطوير مواد الإنشاء المختلفة. لهذا جاءت فكرة استضافة قسم الهندسة المدنية بكلية الهندسة جامعة طرابلس اليوم للدورة التاسعة للمؤتمر الوطني لمواد البناء والهندسة الإنشائية بتنظيم القسم وبالشراكة وبدعم من الشركات والمؤسسات الوطنية المتمثلة في الشريك الرسمي المميز، الشركة الليبية للحديد والصلب والداعم الماسي المنطقة الحرة - مصراتة، والداعمون الآخرون وهم شركة المنصورة القابضة، شركة الانماء للهندسة وادارة المشاريع، الاكاديمية الليبية، مكتب الجامعة للإستشارات الهندسية، جمعية المهندسين العلمية ، مصلحة الطرق والجسور، شركة الإنماء الإقتصادي لإستيراد مواد البناء المساهمة، جهاز تنفيذ وادارة طريق امساعد - راس جدير، جهاز تنمية وتطوير المراكز الإدارية، شركة البنيان للإستشارات الهندسية، ، جهاز تنفيذ مشروعات المواصلات، معهد التخطيط، وزارة التخطيط، لجنة التنمية المستدامة بوزارة التخطيط،، شركة السهم للنقل ،

وإذ اتوجه بالشكر والعرفان للشريك الرسمي المميز وإلى الراعي الماسي وكل الرعاة الآخرون فإنني اتوجه بالشكر الجزيل مع العرفان للجنة اعداد مجلدات البحوث وتنظيم الورقات العلمية و لزملائي الأساتذة المحترمين اعضاء اللجنة التحضيرية واللجنة العلمية وخاصة رئيسها الأستاذ الدكتور المميز بعمله، زيدان علي حتوش، الذي قام بمجهود مميز ومشهود بهذا المؤتمر وإنني كخبير بلجان المؤتمرات ورئيس هذه اللجنة، اعتقد جازما، بعد توفيق الله سبحانه وتعالى، أن من دونه لم نصل الى ماوصلنا اليه، ولكل أعضاء لجان المؤتمر من مختلف ربوع الوطن لمساهمتهم في إنجاح هذه الدورة، أتمنى من الله العلي القدير أن يجزي من رعى وأنجز هذا المؤتمر خير الجزاء وأن يوفقنا دائماً للعمل الدؤوب من أجل رفعة الوطن ونشر العلم والمعرفة في ربوع ليبيا الحبيبة .

مع اسفي واعتذاري عن اي خطاء او سهو او نسيان او اي تصرف صدر مني، فإن حصل، يعلم الله أنه بدون قصد.

والسلام عليكم ورحمة الله وبركاته

أ.د.أحمد محمد القاضي

رئيس اللجنة التحضيرية

2022/11/29 م

كلمة اللجنة العلمية

ها نحن اليوم نشهد استضافة الدورة التاسعة للمؤتمر الوطني لمواد البناء والهندسة الانشائية من قبل قسم الهندسة المدنية جامعة طرابلس والذي عكف دوماً على إقامة واستضافة مثل هذه المحافل، لما يمثله إستخدام مواد البناء وكيفية الإستفادة من طرق التحليل والتصميم بالإضافة الى إدارة المشروعات وضبط جودة متطلبات المنشآت من تحد يواجهه المهندس والباحث على حد سواء، إن مثل هذا التحدي يتطلب الكثير من الجهد في عمل الأبحاث والدراسات الميدانية والنظرية بالإضافة الى الإختبارات المعملية لتحديد مدى ملائمة هذه المواد وجودتها وما تتطلبه الضرورات الحياتية للعيش والتطور.

من خلال توصيات المؤتمر في دورته الثامنة وفي إطار التوسع في مجالات البحث العلمي تم قبول الابحاث العلمية والتي تتعلق بمواد البناء وإستخداماتها في مجالات الهندسة المدنية عموماً (إنشاءات، طرق، مياه)،وقسمت إلى عدة محاور كتقنية الخرسانة، التحليل والتصميم الإنشائي، الهندسة الجيوتقنية، إدارة التنفيذ والمواصفات وضبط الجودة، المياه وحماية البيئة، الخلطات الاسفلتية ومواد الرصف، تأثير المنحدرات الصخرية والأحمال المرورية على إستدامة الطرق، وتقييم حالة الرصف. حيث عملت اللجنة العلمية للمؤتمر بجميع أعضائها وبمساعدة المتعاونين معها منذ الإعلان عن هذه الدورة على استلام الملخصات وتقييمها وتوزيعها على المحاور الثمانية السالف ذكرها، كما تم مراجعتها وتنقيحها إلى أن خلصت هذه اللجنة إلى قبول ونشر 50 بحث علمي كتبت بإحدى اللغتين العربية او الانجليزية وُزعت على مجـلدين بالإضافة إلى كتيب ملخصات البحوث باللغة العربية.

وقد شارك في تحكيم الورقات البحثية العديد من الزملاء بالقسم وخارجه بواقع عدد 2 محكم لكل ورقة إضافة الى مشاركة مدققي اللغتين، وكان لهم جميعا دوراً ايجابياً في تسريع التقييم وإنجاز المطلوب بالوقت المحدد .

وفي النهاية لا يسع اللجنة العلمية للمؤتمر إلا أن تتقدم بجزيل الشكر والعرفان لكل الباحثين سواء المشاركين بورقات علمية أو المحكمين منهم وأصحاب الورقات المدعوة ورؤساء الجلسات ومساعديهم، كما أن الشكر موصول أيضاً إلى من قام بإعداد منصة تنظيم المؤتمر على موقع (Easychair) التي ساعدت كثيرا في تنظيم ومتابعة الورقات بشكل آني. وإذ أننا نؤكد على أهمية استمرار مثل هذه المؤتمرات التي من شأنها توفير بيئة عمل مناسبة لكل الكوادر الوطنية للنهوض بهذا البلد، نسأل الله التوفيق والسداد لنا ولكم وان يكلل هذا العمل لما فيه خير البلاد والعباد .

أ.د.زيدان علي حتوش

رئيس اللجنة العلمية

2022/11/29 م

لجان المؤتمر

اللجنة التحضيرية

1	أ.د.أحمد محمد القاضي	رئيس اللجنة	جامعة طرابلس
2	أ.د.عبد السلام المبروك عكاشة	عضو	رئيس اللجنة الدائمة
3	أ.د.عادل محمد الويفاتي	عضو	جامعة طرابلس
4	أ.د.أسعد أحمد الشعاب	عضو	جامعة طرابلس
5	أ.د.سامي عمر الصادي	عضو	جامعة طرابلس
6	أ.د.محمد عبد الملك الفقيه	عضو	رئيس مجلس إدارة الشركة الليبية للحديد والصلب
7	م. محمد علي صكح	عضو	رئيس مجلس إدارة شركة الإنماء الاقتصادي لاستراد مواد البناء
8	م. عبد الرحمن عبدالله الحسيني	عضو	رئيس المجلس و المدير العام لشركة الاتحاد العربي للمقاولات
9	أ.د. سليمان ابو غرارة الرقيبي	عضو	رئيس مجلس الإدارة لمكتب الجامعة للاستشارات الهندسية
10	أ.د. زيدان علي حتوش	عضو	جامعة طرابلس
11	د. عادل محمد الجيلاني	عضو	جامعة طرابلس
12	د.أمل محمد ناجي الخوجة	عضو	جامعة طرابلس

اللجنة العلمية

1	أ.د.زيدان علي حتوش	رئيس اللجنة	جامعة طرابلس
2	أ.د.ميلود العجيلي غبار	عضو	جامعة طرابلس
3	أ.د.محمد عادل الطاهر بن الطيف	عضو	جامعة طرابلس
4	أ.د.ابراهيم محمد الحاج الفقهي	عضو	جامعة بني وليد
5	أ.د.محمد عمران السكبي	عضو	جامعة طرابلس
6	أ.د.عمر رمضان الزروق	عضو	جامعة عمر المختار
7	أ.د.الهادي فرج ابو سيف	عضو	جامعة طرابلس
8	أ.د.المبروك عبد القادر السنوسي	عضو	جامعة طرابلس
9	أ.د.نوري محمد الباشا	عضو	جامعة صبراتة
10	د.منال فاروق النجار	عضو	جامعة طرابلس

لجنة اعداد مجلدات الأبحاث وتنظيم الورقات العلمية

1	أ.د.زيدان علي حتوش	رئيس اللجنة	جامعة طرابلس
2	د.منال فاروق النجار	عضو	جامعة طرابلس
3	د.أمل محمد ناجي الخوجة	عضو	جامعة طرابلس
4	د.عبد الرحمن أحمد طلعت القلهود	عضو	جامعة طرابلس
5	م.إيناس عبد المولى المصراتي	عضو	جامعة طرابلس

المحكمون والمراجعون المتعاونون مع اللجنة العلمية

تتقدم اللجنة العلمية بالشكر والإمتنان والتقدير لكل السادة المساهمين معها في التحكيم ومراجعة الورقات البحثية وهم:

1	أ.د. مصطفى محمد الطويل	جامعة طرابلس
2	أ.د.ميلود العجيلي غبار	جامعة طرابلس
3	أ.د. مصباح مصطفى فلاق	جامعة صبراتة
4	أ.د. الهادي عمران التومي	جامعة طرابلس
5	أ.د. سميرمختار نوح	جامعة طرابلس
6	أ.د.زيدان علي حتوش	جامعة طرابلس
7	أ. عبدالوهاب العربي الصكلول	جامعة طرابلس
8	أ.د. محمد الشتيوي بن عمر	جامعة طرابلس
9	أ.د.محمد عمران السكبي	جامعة طرابلس
10	أ.د.ابراهيم محمد الحاج الفقهي	جامعة بني وليد
11	أ.د.أحمد محمد القاضي	جامعة طرابلس
12	أ.د. محمد خليفة علي احمد	جامعة طرابلس
13	أ.د. علي سالم انقاب	جامعة طرابلس
14	أ.د. جمال عبد الله بيت المال	جامعة مصراتة
15	أ.د.عمر رمضان الزروق	جامعة عمر المختار
16	أ.د.نوري محمد الباشا	جامعة صبراتة
17	أ.د.الهادي فرج ابو سيف	جامعة طرابلس
18	أ.د.المبروك عبد القادر السنوسي	جامعة طرابلس
19	أ.د. عبد الباسط عبد الله مختار التركي	جامعة طرابلس
20	د. عزالدين مسعود سعيد جالوته	جامعة طرابلس
21	أ.د. على محمد على منصور	جامعة طرابلس
22	د. الصادق اعبيد عبدالله اعبيد	جامعة طرابلس
23	د. صلاح سعد محمد حمودة	جامعة طرابلس
25	د. فوزي حسين محمد الجروشي	جامعة طرابلس
26	د. محمد فوزي عبد الفتاح سليمان	جامعة طرابلس
27	د. خليفة تامر خليفة تامر	جامعة طرابلس
28	د.أمل محمد ناجي الخوجة	جامعة طرابلس
29	أ. عصام على سالم كربان	جامعة طرابلس
30	د. عمران محمد صالح كنشيل	جامعة طرابلس
31	د.عبد الرحمن أحمد طلعت القلهود	جامعة طرابلس
32	د.عدنان فاروق النجار	جامعة طرابلس
33	د. هند علي الحراري عمر	جامعة طرابلس
34	د.منال فاروق النجار	جامعة طرابلس
35	م.إيناس عبد المولى المصراتي	جامعة طرابلس

المراجعون اللغويون

1	أ.د.خليفة ابوبكر خليفة الأسود	كلية اللغات - جامعة طرابلس
2	د.كامل علي ابوعاص	كلية الآداب - جامعة طرابلس

الشكر موصول للدكتورعبد السلام النويصري، كلية تقنية المعلومات، على مساهمته في إنشاء موقع المؤتمر وإعداد منصة تنظيم المؤتمرعلى موقع (Easychair).

محتويات المجلد

ر.م.	عنوان البحث	الصفحة
	تقنية الخرسانة	
1	**تخمين مقاومة الانضغاط للخرسانة الحاوية على مطاط باستخدام الاختبارات الإتلافيه واللاإتلافيه** أشرف أحمد محمود فضيل	2
2	**دراسة خواص الركام الناعم المستخرج من المصادر الطبيعية المستخدمة حديثاً بالساحل الغربي ومدى مطابقتها لمواصفات صناعة الخرسانة** أيمن السلوقي، أحمد المسلوب، حسن عبد الله	14
3	**دراسة تأثير إضافة البولستيرين على بعض الخواص الهندسية للخرسانة** عبد الله عمر الشكري، سناء عبد الستار الباجقني	27
4	**تأثير استخدام زيت السيارات المستعمل كملدن فائق على التشغيلية والخواص الميكانيكية للخرسانة ذاتية الدمك** عبدالرؤوف محمد أبوذينة ، أحمد النوري العماري الجيبولي، محمود الطاهر معتوق جاب الله	38
5	**دراسة الخواص الميكانيكية والحرارية لإضافة البولسترين في الخرسانة** محمد إحسان فوزي عزيز، محمد حسن الشاوش، زيدان علي حتوش	46
6	**تنفيذ خرسانة عالية المقاومة ذاتية الدمك باستخدام المواد المحلية** إبراهيم محمد أبو سنينة، سناء عبد الستار الباجقني	59
7	**تأثير درجات الحرارة على الخرسانة المسلحة بقضبان الألياف الزجاجية (GFRP) والمعززة بالألياف الحديدية** هاجر فتحي محمد، عمر رمضان الزروق	67
8	**الخصائص الفيزوكيميائية للمياه الجوفية في قيرة, اشكدة, تامزاوة وتأثيراتها على الخرسانة في حالة استخدامها كماء خلط** محمد الكيلاني يحيى، العربي احمد ناجي العربي	77
9	**تأثير البكتيريا على بعض الخواص الميكانيكية للخرسانة** نوري محمد الباشا، فاطمة بشير دنقة ، أسماء أبوزيد الحواس، عادل محمد الجيلاني	86
10	**The Effects of Some Admixtures on the Workability and the Strength of Geopolymer Concrete** Najeb Sawsi	93
11	**Effect of Crumbed Rubber Treatment on Rubberized Concrete Properties** Amal. M. N. El-khoja, Enas A. Elmusrati, Manal F. Najjar and Abdurrahman A. T. Elgalhud	101
12	**The Effect of Wetting–Drying Cycles on The Properties of Organic Corrosion Inhibitor Concrete** Suhayb.H. Altushani, Hamza A. Benomran and Ahmed M. Gadi	109
13	**Effect of Using Steel Slag as Fine Aggregate on Cement Mortars Properties** Abdullah M. Elsaedi, Hamza E. Ben-Omran and Mohammed A. Saleh	121
14	**Influence of the Cementitious Mechanical Properties of Steel Fiber Reinforced Concrete** Enas B. Altalhe, Hind Rafia Omar, Munya Salih Alhireer and Hanan Ali Almabrok	133
15	**Effect of External Sulfate Attack on Properties of GFRP Reinforced Concrete Enhanced with Steel Fibers** Rowida Boalhasia and Omer Elzaroug	140

ر.م.	عنوان البحث	الصفحة
	التحليل والتصميم الإنشائي	
16	**إعداد خريطة سرعة الرياح الأساسية للتصميم الانشائي للمباني في ليبيا** شيماء عبد الحكيم الدباغ ، إسراء طارق الراجل ، علي سالم انقاب	152
17	**الطويل للتكامل المتناهي في حل مسائل القيم الآيغنية** مصطفى محمد الطويل	166
18	**إعداد منحنى طيف الاستجابة لمدينة طرابلس وتطبيقات على عدد من المباني الخرسانية المسلحة متعددة الطوابق** غفران التاجوري، علي سالم نقاب	172
19	**التصميم الزلزالي للمباني في ليبيا** زكريا سعد محمود عبدالسلام ، خالد عبدالونيس رزق السكوري، عبدالمجيد محمد حسن سالم	188
20	**التحليل العددي لتقييم اللوحة الفولاذية الممتدة الغير متماثلة الفعالة مع وصلة شبه صلبة** بشير علي خليفة صالح	196
21	**تحليل وتصميم القواعد المنفصلة، المشتركة، والمستمرة، دراسة مقارنة.** مصطفى قشقش، عبد العزيز الشاوش	206
22	**تأثير العيب المتماثل في قمة القبة النصف الكروية على القوى الغشائية والعزوم** صالح يحي الباروني ، سراب عيسى الشرع	219
23	**تقييم لبعض الوصلات الفولاذية المثبتة بواسطة اللحام وبراغي الربط، دراسة مقارنة** مصطفى فرحات قشقش، ملاك عادل شرميط، هنادي يوسف بن فرج	227
24	**دراسة تأثير التسليح العرضي للأعمدة الخرسانية المطوقة باستخدام النمذجة الجملونية ثلاثية الابعاد** عثمان أبوبكر القاضي الحضيري، محمد الكيلاني يحي	244
25	**Proposed of Design Response Spectrum for Different zone in Libya** Issa. A. Mohammed	254
26	**Structural Behavior of Hinged Orthotropic Hemispherical Shells under Influence of Base Axisymmetric Imperfection** Saleh Yahia Brony, Nuria Alghadban Ghallab	264
27	**The Fragility Curves for Low-rise Reinforced Concrete Buildings in Libya** M. Abu Zeyan, H. Ergün, Y. Fahjan	270
28	**Natural Frequencies and Mode Shapes of Circular Plate Using Wittrick-Willams' Algorithm** Nihal ELkaabazi	281

ر.م.	عنوان البحث	الصفحة
	الهندسة الجيوتقنية	
29	**Effect of Curing Time and Temperature on the Unconfined Compressive Strength of Lime-Treated Expansive Clay** Asma A Bder Muhmed and Samiha A B Abdelrahman	290
30	**Influence of Drying Temperature on Physical Properties of Clay** Ambaraka Saad Faraj, Rasha Abrayik Fathullah, Enas Altalhe and Fathia Alnaas	300
	إدارة التنفيذ والمواصفات وضبط الجودة	
31	**Evaluation of Strength Test Results of Concrete in Libya (Case Study)** Heba Jebali1 and Zedan Hatush	308
32	**Waste Materials Recycled in Construction Projects** Ali Ebraik, Zedan Hatush and Ali Al Barkous	319
33	**Specification of Premises in Pharmaceuticals Factories** Ghada Alelemee, Abdufttah Wadi, and Lila Abohnik	331
	المياه وحماية البيئة	
34	**دراسة جودة بعض مصادر المياه بمدينة غريان** إبراهيم فرج السنوسي، خالد محمد عمرو	340
35	**التأثيرات البيئية لكسارات الحصى بمدينة سبها ـ جنوب ليبيا** فاطمة محمد عبدالله الزوام، عبدالسلام محمد المثناني	351
	الخلطات الاسفلتية ومواد الرصف	
36	**الخلطات الأسفلتية الدافئة: ورقة إستعراضية** هند علي عمر	356
37	**تأثير استخدام الركام المعاد تدويره في الخلطات الاسفلتية** شريفة عبد السلام بن لشهر ,عبد الباسط عبد الله التركي	368
38	**دراسة الخواص الفيزيائية للبيتومين والخواص الميكانيكية للخلطات الاسفلتية الدافئة المحتوية على الاضافات العضوية RH-WMA** بشير معمر أبوراوي	377
39	**دراسة تأثير كل من التدرج الركامي وتقادم المادة الرابطة على الخواص الحرارية للخرسانة الاسفلتية** هوازن السكبي، محمد السكبي	387
40	**توثيق خواص الركام بمختلف مناطق ليبيا** محمد خليفة علي أحمد، فضل محمد إدريس	395
41	**Effects of Calcium Carbonate, Treated Palm Oil Fuel Ash and Portland Cement Fillers on The Moisture Sensitivity of Asphalt Mastic Using Mechanical Shaker Test** Foad Mohamed Elkut, Meor Othman Hamzah	402
42	**Studying the Effect of Adding the Natural Fibers on Properties of Bituminous Mixtures** Ali Mohamed Zaltuom, Mohamed Muftah Frarg and Abdu Almnam Ashur Akhmira	409

ر.م.	عنوان البحث	الصفحة
43	**Review of Mechanism and Properties of High-Modulus Asphalt Concrete** Abdualmtalab Ali, Mohamed Imbarek Esekbi	420
44	**Semi – Flexible Pavement** Mohammed Khalifa Ali Ahmed and Jamal Shabani	431
	تأثير المنحدرات الصخرية و الأحمال المرورية على إستدامة الطرق	
45	**الأحمال وضغط الإطارات وأثرهما على استدامة الطرق** رنيم محمد بن عمر، رويدة احمد القاضي، محمد الشتيوي بن عمر، احمد محمد القاضي	439
46	**تقييم اتزان المنحدرات الصخرية الموازية للطريق الجبلي القواسم شمالي شرق مدينة القواسم** ابوالقاسم عبدالفتاح الأخضر، عماد مسعود دوحة .	445
47	**Impact of Overloading on Operational Flexible Pavement Life** Makari A. Makari, Rouida A. Gadi, Ahmed Gadi	456
	تقييم حالة الرصف	
48	**مقاومة الانزلاق أحد المؤشرات الهامة لقياس معدل أداء الطريق** جمال عبدالله بيت المال	463
49	**Pavement Crack Detection and Width Estimation Using Digital Image Processing Technique** Abdulsalam Basher Alayat, Hend Ali Omar	472
50	**Development of Pavement Condition Index Assessment Model for Road Pavements in Libya Using Machine Learning** Abdualmtalab Abdualaziz Ali, Mohamed Imbarek Esekbi	483

تقنية الخرسانة

تخمين مقاومة الانضغاط للخرسانة الحاوية على مطاط باستخدام الاختبارات الإتلافية واللاإتلافية

أشرف أحمد محمود فضيل

محاضر– قسم الهندسة المدنية – جامعة عمر المختار– البيضاء – ليبيا

ملخص

تعد الخرسانة من أكثر المواد الإنشائية شيوعا واستخداما، وهذا يترافق مع استهلاك المواد الأولية المكونة لها بشكل كبير جداً. وحيث إن هذه المواد غير قابلة للتجدد ومصادرها محدودة في الطبيعة، دعت الحاجة الى إيجاد بدائل لها ولعل من أهمها هو استخدام المخلفات الصلبة كبديل جزئي أو كلي للركام الناعم والخشن أو الاسمنت. من هذه البدائل المقترحة هو استخدام فتات المطاط المستخرج من الإطارات المستهلكة والتالفة، هذا الامر يؤدي في نفس الوقت الى تقليل الاثار السلبية المرافقة لتواجد مثل هذه المخلفات في البيئة. وتم إجراء العديد من الدراسات على الخرسانة الحاوية على مطاط أظهرت نتائج إيجابية من حيث مقاومة الانضغاط، والتي تعد من أهم مؤشرات كون الخرسانة ذات مواصفات مقبولة. والهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو مقارنة مقاومة الانضغاط للخرسانة الحاوية على المطاط المخمنة عن طريق الاختبارات الإتلافية واللااتلافية. حيث تم اختبار خمس خلطات خرسانية بعمر 90 يوماً: خلطة مرجعية لا تحتوي على أي إضافات وأربع خلطات تحتوي على فتات المطاط مستبدل حجميا من وزن الركام الناعم بنسب 5 و10 و15 و20%. تضمنت الدراسة اجراء مجموعة من الاختبارات اللاإتلافية والتي شملت اختبار مطرقة الارتداد والموجات فوق الصوتية واللباب الخرساني ومقارنتها مع نتائج مقاومة الانضغاط باستخدام الطريقة الإتلافية. في نهاية الدراسة تم استنتاج علاقات بيانية عدة ومعادلات تجريبية تربط بين النتائج المتحصل عليها بالطرق المختلفة. حيث يوفر ذلك مزيدا من الفهم لسلوك مثل هذا النوع من الخرسانات، ويعزز الثقة في إمكانية استخدامها والاستفادة منها، ويزيد من الوعي بأهمية إعادة تدوير المخلفات الصلبة في صناعة الخرسانة.

كلمات دالة: مقاومة الانضغاط، الاختبارات اللاإتلافية، الخرسانة الحاوية على مطاط، مطرقة الارتداد، الموجات فوق الصوتية، اللب الخرساني.

مقدمة

تعتبر الخرسانة من أهم المواد الإنشائية وأكثرها شيوعا واستخداما، وذلك لِتفوق مميزاتها على مميزات المواد الإنشائية الأخرى. بالإضافة لسهولة صناعتها ومناولتها وسهولة اتخاذها لشكل القالب مما يسهل التعامل معها في المواقع الانشائية. يعتبر الرمل المستخرج من الشواطئ في ليبيا من أهم مصادر الرمل المستخدم في الخرسانة وخاصة في المناطق القريبة من المناطق المطلة على البحر الأبيض المتوسط. استخراج الرمل من الأماكن الساحلية بالإضافة الى أثره السلبي على الحياة البيولوجية للعديد من الكائنات البحرية فإنه يحتوى على نسب عالية من الاملاح والكلوريدات وغيرها من المكونات الضارة ببنية الخرسانة. لذلك أصبح من الضروري البحث عن مواد جديدة يمكن ان تكون بديلا عن المواد الأساسية الداخلة في تكوين الخرسانة بدون تأثير كبير على الخواص الميكانيكية والديمومة والمتانة [1 – 2].

لتخمين مقاومة الانضغاط للخرسانة لابد من تحميل عينة حتى الفشل، وللحصول على مقاومة الانضغاط لابد من تحضير عينات مسبقا مطابقة للمواصفات المتبعة في الاختبار ونقلها الى المعمل لمعالجتها ومن ثم اختبارها. الامـر مختلف للخرسانة التي تم صبها ولم يتم اخذ مثل هذه العينات منها. لذلك يتطلب الامر أحيانا اللجوء الى وسائل وطرق أخرى لتخمين مقاومة الانضغاط لخرسانة للمباني القائمة والخرسانات التي تحدث بها مشاكل. لذلك تم تطوير أساليب للتعامل مع مثل هذه الحالات. حيث ان هنالك اختبارات تقوم بتخمين مقاومة الانضغاط بناءً على خصائص أخرى: مطرقة الارتداد [Schmidt hammer] يتم من خلالها تخمين مقاومة الانضغاط بناءً على مبدأ ارتداد أو مقاومة الصدمة ، اختبار الموجات فوق الصوتية [Ultrasonic Pulse Velocity] يعمل على تخمين مقاومة الخرسانة بناء على سرعة الموجات المارة خلال كتلة الخرسانة ، واختبار اللباب الخرساني [core test] يعمل على مبدأ اختبار عينة اسطوانية يتم استخراجها من الكتلة الخرسانية المراد اختبارها ومن ثم معالجتها واختبارها باستخدام آلة فحص مقاومة الانضغاط [3 – 5] .

في السنوات الأخيرة اتجه العديد من الباحثين الى انتاج خرسانة اقتصادية وصديقة للبيئة بحيث تكون المخلفات الصلبة جزءًا من مكوناتها. ولهذا التطبيق إيجابيات عديده منها إيجاد حلول عملية وعلمية للتخلص من المخلفات الصلبة ولاسيما ان العديد من هذه المخلفات يشكل خطرا وعبئًا على البيئة وعلى التجمعات السكانية المتواجدة بالقرب من أماكن تجميع هذه المخلفات. بالإضافة الى ان مثل هذه التطبيقات يمكن ان يتم استخدامها كبدائل لمكونات الخرسانة والي تعتبر مكوناتها من الموارد غير المتجددة والتي يتزامن استخراجها وانتاجها مع اضرار على البيئة بسبب ما يترافق مع مثل هذه العمليات من غبار واتربة وانبعاثات ضارة بالبيئة. واستخدام المخلفات الصناعية كبديل لبعض مكونات الخرسانة أصبح من الحلول الممكنة للتخلص منها وتقليل من أثار تواجدها في البيئة والذي أصبح من التطبيقات المقبولة للتقليل من استخدام المواد الأولية الداخلة في صناعة الخرسانة. العديد من الدراسات أجريت لإيجاد بدائل للركام المستخدم في الخرسانة، هذه البدائل شملت على سبيل المثال لا الحصر: مخلفات الزجاج، والإطارات، ورماد المحاجر وغبار الرخام ونشارة الخشب [6 – 17].

أثبتت الدراسات السابقة أن استبدال الركام الناعم جزئيا بركام مستخرج من مخلفات صلبة الناتجة عن الصناعات الخشبية والزجاجية والمحاجر الخاصة بالرخام والركام المتحصل عليه من الإطارات منتهية العمر قد أدى الى الحصول على نتائج جيدة، بل إنه في بعض الحالات أدى إلى تحسين بعض الخصائص غير الميكانيكية مثل العزل الحراري والعزل الصوتي وزيادة القدرة على امتصاص الطاقة والصدمات مقارنة بالخرسانة التي لا تحتوي على أي من هذه المواد. تعد الخرسانة الحاوية على مطاط [Rubberized Concrete] من المواد الانشائية التي يتم دراستها بشكل كبير في السنوات الأخيرة لكونها مجال يمكن من خلاله التخلص من بعض المخلفات الصلبة التي تثقل كاهل الطبيعة والتي يصعب تحللها مع الزمن. المطاط المستخرج من إطارات السيارات المستهلكة او التالفة هو أحد المواد التي يتم دراستها كبديل للركام الطبيعي (الناعم والخشن) المستخدم في الخرسانة. أثبتت الدراسات أنه باستخدام كميات محدودة من المطاط كبديل جزئي للركام الناعم والخشن ومعالجتها بطرق معينة أدى الى الحصول على خرسانة ذات مقاومة جيـــدة [6 – 17]. ان الاستهلاك الكبير للمواد الخام الداخلة في صناعة الخرسانة وباعتبارها مصادر غير متجددة ولّد الحاجة الى اعتماد كافة البدائل للتقليل من المواد الخام الطبيعية كلما أمكن ذلك، وكذلك التقليل من العبء الذي تشكله المخلفات الصلبة على الطبيعة وآثارها السلبية على المجتمع. والهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو زيادة الوعي باستخدام هذه المواد وكذلك دراسة وفهم سلوكهـا.

المـــــــــواد المستخدمة والبرنامج العملي

المـــــــــواد المستخدمة

الاسمنت -- الاسمنت المستخدم هو اسمنت بورتلاندي عادي (42.5-N). من إنتاج مصنع الفتائح – درنة. مطابق للمواصفة الامريكية (ASTM C150:12). والخصائص الكيمائية والفيزيائية والميكانيكية للإسمنت وحدود المواصفة موضحة بالجداول 1،2.

جدول 1: الخصائص الفيزيائية والميكانيكية للإسمنت المستخدم في الدراسة

الخصائص		القيمة	المواصفة
القوام القياسي (%)		27.5	--
زمن الشك الابتدائي (دقيقة)		115	45 <
زمن الشك النهائي (دقيقة)		220	375 >
الثبات (مم)		1	10 <
النعومة (%)		94.2	90 <
الوزن النوعي		3.15	
مقاومة الانضغاط (نيوتن / مم^2)	بعمر3 أيام	17	12
	بعمر7 أيام	30.5	19

جدول 2: الخصائص الكيميائية للإسمنت المستخدم في الدراسة

العنصر	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Na_2O	K_2O	Cl	TiO_2	MnO	LOI
النسبة (%)	15.25	4.49	2.65	65.08	1.26	2.29	0.25	0.7	0.007	0.3	0.033	1.81

الركـــــام الخشن -- الركام الخشن المستخدم تم توريده من إحدى الكسارات الواقعة جنوب منطقة الجبل الأخضر. المقاس الأقصى للركام 19 مم ووزن وحدة الحجوم له 1520 كجم/م^3، التدرج الحبيبي للركام الخشن مطابق للمواصفة (BS 812: Part 103:1992) وكما هو موضح بالجدول 3. الخصائص الفيزيائية والميكانيكية للركام المستخدم وحدود المواصفة موضحة بالجدول 4.

جدول 3: التحليل المنخلي للركام الخشن

مقاس فتحة المنخل (مم)	25	19	12.5	9.5	4.75
النسبة المئوية للعابر (%)	100	94.95	62	47.95	6
حدود المواصفة	100	100 – 90	---	55 – 20	10 – 0

جدول 4: الخصائص الفيزيائية والميكانيكية للركام الخشن

الاختبار	الخصائص الفيزيائية			الخصائص الميكانيكية	
	الوزن النوعي	الامتصاص (%)	المواد الناعمة (%)	معامل التهشيم (%)	معامل التصادم (%)
المواصفة	BS 812: Part 2: 1995		ASTM C142:06	BS 812: Part110 :1990	BS 812: Part112 :1990
القيمة	2.59	1.76	1.2	17.7	22.9
حدود المواصفة BS 882: 1995	2.7 – 2.5	3 >	4 >	45 >	45 >

الركـــــام الناعم -- الركام الناعم المستخدم تم توريده من منطقة شط البدين. تم إجراء التحليل المنخلي بناءً على المواصفة البريطانية (BS 812: Part 103:1992). التدرج الحبيبي للركام الناعم ضمن حدود المواصفة وكما هو موضح بالجدول 5. الخصائص الفيزيائية للركام الناعم المستخدم وحدود المواصفة موضحة بالجدول 6.

جدول 5: التحليل المنخلي للركام الناعم

مقاس فتحة المنخل (مم)	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075
النسبة المئوية للعابر (%)	100	99.76	99.04	80.70	45.05	10.56	0.23
حدود المواصفة	---	100 – 80	100 – 70	100 – 55	70 – 5	---	---

جدول 6: الخصائص الفيزيائية للركام الناعم

الاختبار	الوزن النوعي	الامتصاص (%)	المواد الناعمة (%)
المواصفة	BS 812: Part 2: 1995		ASTM C142:06
القيمة	2.7	0.6	0.95
حدود المواصفة BS 882: 1995	2.7 – 2.5	3 >	4 >

حبيبات المطاط -- حبيبات المطاط المستخدمة في هذا البحث تم تصنيعها محليا حيث تم توريدها من مصنع شبام الواقع في مدينة مصراته. حبيبات المطاط تم استخراجها من إطارات المركبات المستهلكة والمنتهية العمر (شكل 1). يتراوح مقاس حبيبات المطاط ما بين (0.15 و 2.36 مم). الوزن النوعي له 1.08.

من ضمن المشاكل المتعلقة بالخرسانة الحاوية على المطاط ضعف الترابط بين حبيبات المطاط والعجينة الاسمنتية وذلك بسبب طبيعة سطح المطاط الملساء، وللتغلب على ذلك تم تجربة العديد من الطرق للتحسين من سطح المطاط. في هذا البحث تم الدمج بين طرق معالجة كيميائية ومعالجة حرارية. حيث تم معالجة حبيبات المطاط قبل استخدامها بغمرها في محلول يحتوي على هيدروكسيد الصوديوم بتركيز 2% ويقلب لمدة 20 دقيقة ومن ثم تركه في وعاء محكم الإغلاق لمدة 72ساعة. وبعد ذلك تغسل حبيبات المطاط جيدا بالماء، ومن ثم يوضع المطاط المعالج في فرن تتراوح درجة حرارته بين (40 و 50 ºم) حتى يجف تماماً.

الملـــدن -- في هذه الدراسة تم استخدام ملدن نوع Master Rheobuild 1100 من النوع (A & F) مطابق للمواصفة الأمريكية (ASTM C-494). الملدن ذو لون بني غامق ووزنه النوعي يتراوح من (1.19 إلى 1.26)، يعمل الملدن على تخفيض نسبة الماء إلى الإسمنت ويزيد من التشغيلية والمقاومة المبكرة للخرسانة. حيث تم إضافته بنسبة 1% من وزن الإسمنت.

مـــاء الخلط -- تم استخدام ماء صالح للشرب في عمليات خلط ومعالجة الخرسانة ومطابق للمواصفة القياسية الليبية (LQS 249: 1988).

شكل 1: حبيبات المطاط المستخدمة في الدراسة

البرنامج العملي

من أجل تعيين مقاومة الانضغاط للخرسانة الحاوية على حبيبات المطاط باستخدام الاختبارات الإتلافية واللاتلافية، تم تصميم الخلطة المرجعية باستخدام طريقة المعهد الامريكي للخرسانة (ACI)، ومن ثم تم استبدال الركام الناعم حجميا بحبيبات المطاط بنسب تراوحت ما بين 5% الى 20%. جدول (7) يوضح نسب الخلط ومكونات الخلطات المستخدمة في الدراسة. لكل خلطة تم تحضير ثلاثة مكعبات بأبعاد (100 × 100 × 100 مم) حيث تم صبها ومعالجتها وفقا للمواصفة [ASTM C192]. بعمر 90 يوماً تم استخراج العينات من حوض المعالجة وتركها لتجف لمدة 24 ساعة. بعد ذلك توزن العينات لحساب الكثافة الجافة[ASTM C 642] ، ومن ثم تم اختبارها باستخدام نوعين من الاختبارات اللاإتلافية وهما اختبار الموجات فوق الصوتية طبقا للمواصفة [ASTM C 597] واختبار مطرقة الارتداد طبقا للمواصفة [ASTM C805]، ومن ثم تم اختبار المكعبات باستخدام آلة فحص الانضغاط طبقا للمواصفة [BS EN 12390-3: 2009] بالإضافة الى ذلك تم اختبار عينات اللباب الخرساني والتي تم استخراجها من عتبات تم تحضيرها من نفس الخلطات وذلك طبقا للمواصفة [ASTM C 42].

جدول 7: نسب الخلط لكل متر مكعب خرسانة

الخلطة	الوزن (كجم/ م^3)						نسبة (w/c)
	الركام الناعم	المطاط	الركام الخشن	الإسمنت	الماء	المدن	
CM	767	0	1003.2	388	190	3.88	0.49
5CR	728.65	15.12	1003.2	388	190	3.88	0.49
10CR	690.3	30.23	1003.2	388	190	3.88	0.49
15CR	651.91	45.35	1003.2	388	190	3.88	0.49
20CR	613.6	60.46	1003.2	388	190	3.88	0.49

النتائج والمناقشة

الكثافة الجافة

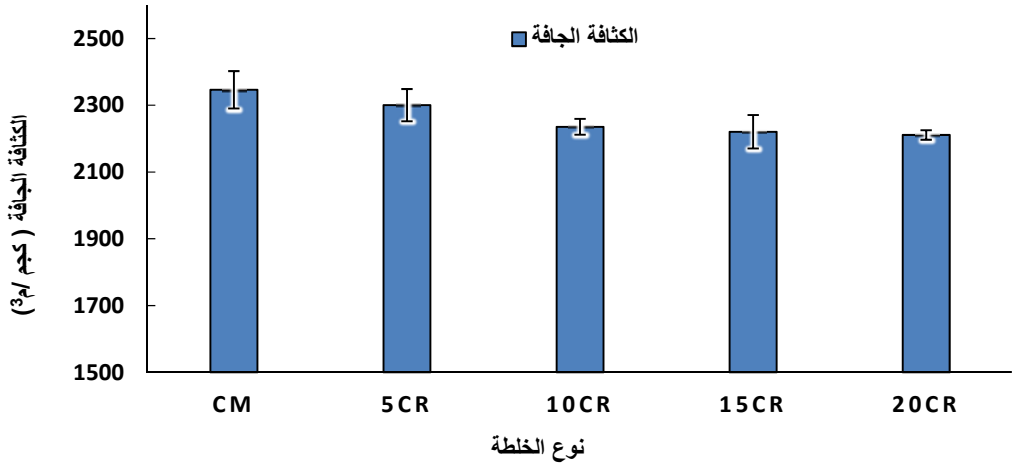
اختبار الكثافة الجافة للخرسانة الحاوية على مطاط تم حسابها طبقا للمواصفة [ASTM C 642 - 13]، الشكل (2) يوضح نتائج الكثافة الجافة للخلطات المختلفة بعمر 90 يوماً. الكثافة الجافة للخلطة المرجعية كانت 2346.3 كجم/م^3 ، وللخلطات الحاوية على مطاط تراوحت بين 2210.9 الى 2300.2 كجم/م^3 ، والكثافة الجافة الخلطات الحاوية على مطاط كانت اقل من الخلطة المرجعية حيث لوحظ إنه بزيادة نسب المطاط تناقصت الكثافة الجافة حيث كانت نسب الانخفاض 2، 4.7، 5.4، 5.8% للخلطات الحاوية على نسب استبدال 5 و10 و15 و20 % على التوالي. والنقصان في الكثافة الجافة يرجع الى سببين رئيسيين وهما: قلة وزن المطاط مقارنة بوزن الركام الناعم، وكذلك بسبب تكون فجوات هوائية عند إضافة المطاط حيث لوحظ إنه بزيادة كمية المطاط في الخرسانة أدى الى زيادة نسبة الفجوات الهوائية. توصّل مجموعة من الباحثين لنفس النتائج المتحصل عليها في هذه الدراسة [13 – 16]. بإجراء التحليل الاحصائي تبين أن الكثافة تناقصت بشكل لوغاريتمي مع زيادة نسبة المطاط المضاف (معادلة 1) وبمعامل ارتباط ($R^2 = 0.944$)، حيث إن مقدار الخطأ في تقدير الكثافة الجافة باستخدام المعادلة المشتقة كان ± (0.07 – 0.57%).

$$\gamma = -65.05\ ln(CR\%) + 2398.1 \quad (1)$$

حيث إن:

γ : الكثافة (كجم/م^3)؛

CR : نسبة المطاط المضاف (%).



شكل 2: الكثافة الجافة للخلطة المرجعية والخلطات الحاوية على مطاط بنسب مختلفة

اختبار الموجات فوق الصوتية

يستعمل اختبار الموجات فوق الصوتية في قياس مدى تجانس الخرسانة، تحديد درجة التلف بالخرسانة، وتقدير معامل المرونة، وتحديد الشروخ والفجوات بالخرسانة وقياس مقاومة الخرسانة. تم إجراء الاختبار طبقا للمواصفة [ASTM C 597]. حيث ان الاختبار يعتمد على مبدأ حساب سرعة تغلغل الموجات فوق الصوتية خلال كتلة الخرسانة في مسار محدد وخلال زمن معين. تم استخدام طريقة القياس المباشر حيث يتم وضع المرسل والمستقبل الخاص بالجهاز على طرفي العينة المختبرة بحيث يكون الاتصال تاماً وذلك باستخدام طبقة من الجل أو عجينة الجلسرين يتم تثبيت المرسل والمستقبل على سطح العينة لحين ثبوت القراءة ومن ثم يتم حساب سرعة الموجات طبقا للمعادلة رقم (2).

$$UPV = \frac{L}{T} \qquad (2)$$

حيث ان:
UPV : سرعة الموجات (م/ ث) ؛
L : طول المسار (م)؛
T : زمن انتقال الموجه (ثانية).

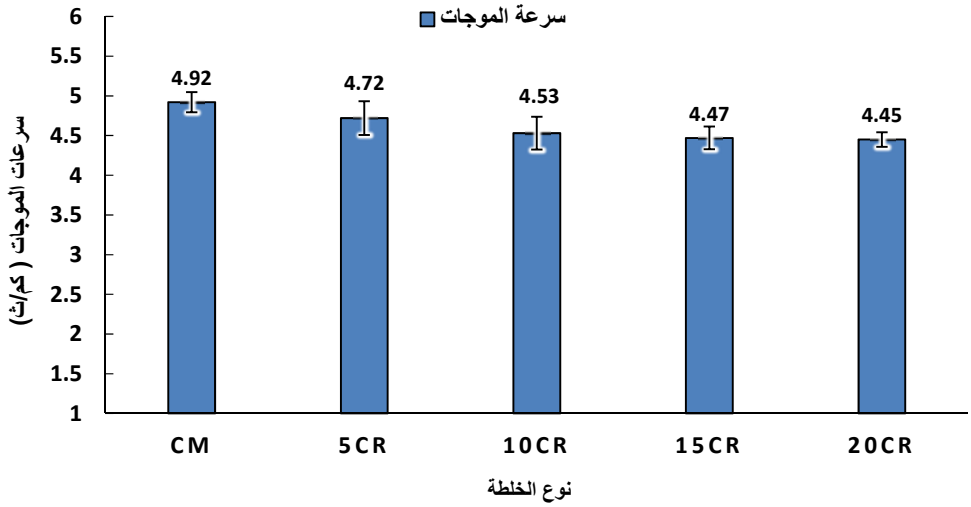
من خلال النتائج المتحصل عليها عن طريق اختبار الموجات فوق الصوتية يمكن حساب معامل المرونة الديناميكي وذلك عن طريق المعادلة (3).

$$UPV = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} \qquad (3)$$

حيث ان:
UPV : سرعة الموجات (م/ ث) ؛
μ : نسبة بواسون ؛
ρ : الكثافة (كجم/م^3)؛
E : معامل المرونة الديناميكي (نيوتن/ مم^2).

أدت إضافة حبيبات المطاط الى الخرسانة الى انخفاض سرعات الموجات فوق الصوتية حيث إن هذا الانخفاض زاد بزيادة كمية المطاط المضاف، شكل (3) يوضح سرعة الموجات فوق الصوتية للخلطات المختلفة. حيث تراوحت

سرعة الموجات للخلطات الحاوية على المطاط من 4.72 الى 4.45 كم/ث بينما سجلت الخلطة المرجعية 4.92 كم/ث. مقارنة بالخلطة المرجعية تراوحت نسب الانخفاض في سرعة الموجات فوق الصوتية من 4 – 9 %. الانخفاض في سرعة الموجات فوق الصوتية يرجع الى نقصان المواد الصلبة بزيادة كمية المطاط وكذلك بسبب زيادة محتوى الفجوات الهوائية مع زيادة كمية المطاط المضاف [2 ,15].

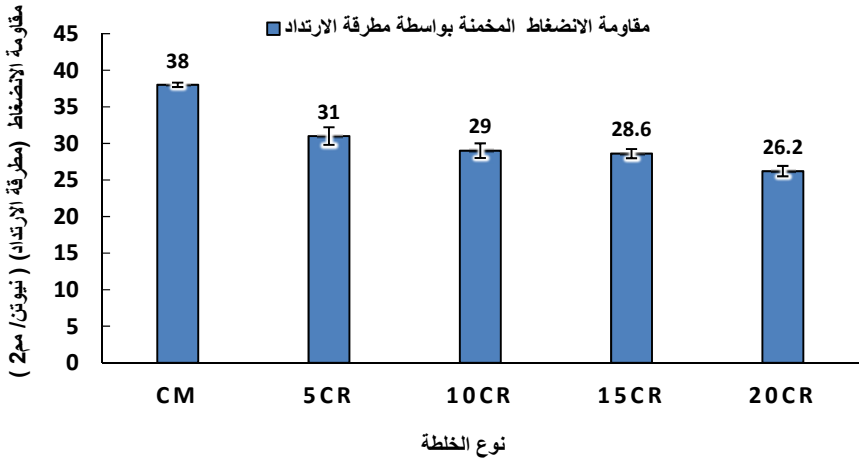


شكل 3: سرعات الموجات فوق الصوتية للخلطات المختلفة

من النتائج المتحصل عليها من اختبار الموجات فوق الصوتية يمكن تقدير معامل المرونة الديناميكي من خلال المعادلة (3) وذلك بالتعويض عن قيمة كل من سرعات الموجات والكثافة الجافة، وكذلك بفرض قيمة نسبة بواسون μ تساوي 0.28 [15 , 18 – 19]. حيث أدت زيادة محتوى المطاط الى انخفاض قيم معامل المونة الديناميكي حيث تراوحت ما بين 34.3×10^3 – 40.1×10^3 نيوتن/مم^2 بينما سجلت الخلطة المرجعية معامل مرونة ديناميكي 44.4×10^3 نيوتن/مم^2. قيم معامل المرونة الديناميكي تتأثر بقيم كل من سرعة الموجات والكثافة الجافة حيث إن كليهما انخفض بزيادة محتوى المطاط وبالتالي انخفاض معامل المرونة الديناميكي.

اختبار مطرقة الارتداد

تم إجراء اختبار مطرقة الارتداد طبقا للمواصفة [ASTM C805]. أظهرت نتائج المقاومة المخمنة بواسطة مطرقة الارتداد انخفاضا مع زيادة كمية المطاط المضاف، حيث كانت نسب الانخفاض حوالي 18.4، 23.7، 24.7، 31.1% للخلطات الحاوية على حبيبات مطاط بنسب 5 و10 و15 و20% على التوالي. الشكل (4) يوضح قيم مقاومة الانضغاط المخمنة بواسطة مطرقة الارتداد للخلطات المختلفة. تتأثر النتائج المتحصل عليها بواسطة مطرقة الارتداد بعوامل عدة من أهمها سطح الخرسانة ووجود الفراغات وكذلك نوع الركام. كما تم الإشارة إليه سابقا، أدى إضافة المطاط الى الخرسانة الى زيادة نسبة الفجوات وكذلك مادة المطاط اقل صلادة من الركام الطبيعي، وبالتالي فهو يمتص الطاقة الناتجة عن المطرقة أكثر من الركام الطبيعي الأمر الذي يؤدي الى قيم أقل لرقم الارتداد وبالتالي مقاومة أقل.

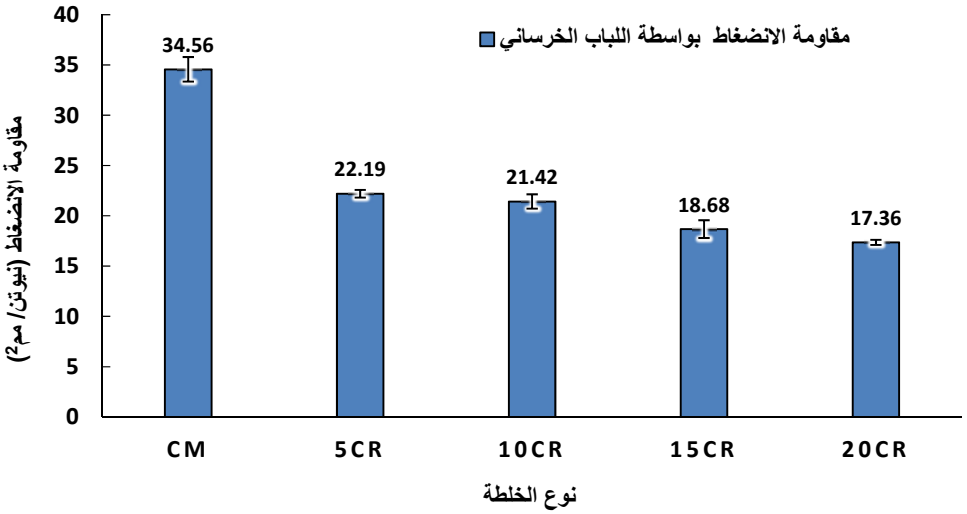


شكل 4: مقاومة الانضغاط المخمنة بواسطة مطرقة الارتداد

اختبار اللباب الخرساني

يعتبر اختبار اللباب الخرساني من الاختبارات النصف مُتلفة للخرسانة حيث إن هذا الاختبار يتطلب نزع جزء من الخرسانة المراد اختبارها والذي يعرف باللب الخرساني او القلب الخرساني. وهي عبارة عن عينة اسطوانية الشكل يتم تحضيرها وتسوية سطحها، ومن ثم اختبارها بواسطة جهاز مقاومة الانضغاط. وتم إجراء الاختبار طبقا للمواصفة [ASTM C 42]. في هذه الدراسة، وتم استخراج عينات اللباب الخرساني من عتبات تم تحضيرها من نفس الخلطات حيث إنه لكل خلطة تم اخذ ثلاث عينات بالإضافة الى الخلطة المرجعية وتسوية سطحها بالجلخ. ويوضح شكل (5) جزءًا من عينات اللباب الخرساني المستخدمة في الدراسة. أظهرت النتائج انخفاض المقاومة المحسوبة من اختبار اللباب الخرساني مع زيادة نسبة المطاط المضاف مقارنة بالخلطة المرجعية. سجلت الخلطة المرجعية مقاومة قدرها 34.56 نيوتن/ مم^2 بينما تراوحت نسب الانخفاض في مقاومة الانضغاط للخرسانة الحاوية على المطاط تراوحت ما بين 35.8 و 49.8%. والشكل (6) يوضح قيم مقاومة الانضغاط بواسطة اختبار اللباب الخرساني للخلطات المختلفة.

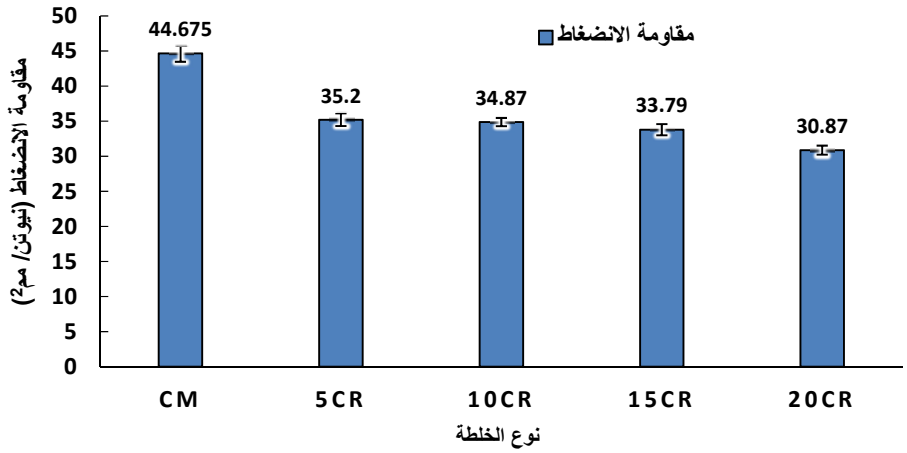
شكل 5: عينات اللباب الخرساني



شكل 6: مقاومة الانضغاط بواسطة اختبار اللباب الخرساني

اختبار مقاومة الانضغاط

بعد الانتهاء من الاختبارات اللاإتلافية يتم اختبار العينات عن طريق اختبار مقاومة الانضغاط الإتلافي طبقا للمواصفة [BS EN 12390-3: 2009] والذي يتم خلاله تحميل عينة مكعبة في اتجاه عمودي على اتجاه صبها بين فكي آلة فحص مقاومة الانضغاط وبمعدل تحميل ثابت إلى حين حدوث الفشل. لكل خلطة تم اختبار ثلاث عينات ومقاومة الانضغاط المسجلة هي متوسط مقاومة الانضغاط للمكعبات الثلاث. شكل (7) يوضح قيم مقاومة الانضغاط للخلطات المختلفة. بينت النتائج أن انخفاض مقاومة الانضغاط للخلطات الحاوية على مطاط بزيادة كمية المطاط المضاف حيث كانت نسب الانخفاض حوالي 18.4، 23.7، 24.7، 31.1 للخلطات الحاوية على حبيبات مطاط بنسب 5 و10 و15 و20% على التوالي مقارنة بالخلطة المرجعية والتي سجلت مقاومة انضغاط مقدارها 44.68 نيوتن/مم^2. وجميع الخلطات سجلت مقاومة انضغاط أعلى من 30 نيوتن/مم^2 وهي مقاومة جيدة. الانخفاض في مقاومة الانضغاط يمكن ان يكون نتيجة أسباب عدة منها ضعف الترابط بين مادة المطاط والعجينة الإسمنتية حيث إن منطقة الترابط بينهما تظل نقطة ضعف بسبب عدم التماسك الجيد وذلك نتيجة لطبيعة سطح حبيبات المطاط وكذلك إضافة المطاط أدت الى التقليل من كمية المواد القابلة للتحمل حيث إن المطاط ليس بصلابة الركام الطبيعي، وهو كذلك مادة قابلة للتشوه وهذه الاستنتاجات ذاتها توصل اليها العديد من الباحثين [2 , 20 – 21].



شكل 7: نتائج اختبار المكعبات الخرسانية

العلاقة بين مقاومة الانضغاط والموجات فوق الصوتية

تم استخدام النتائج المتحصل عليها من اختبار مقاومة الانضغاط واختبار الموجات فوق الصوتية لاستنتاج علاقة تساعد على تخمين مقاومة الانضغاط للخلطات الحاوية على مطاط بناء على قيم سرعة الموجات فوق الصوتية. المعادلة رقم (4) توضح ان العلاقة بين مقاومة الانضغاط وسرعات الموجات فوق الصوتية علاقة جيدة حيث إن معامل الارتباط لها ($R^2 = 0.84$).

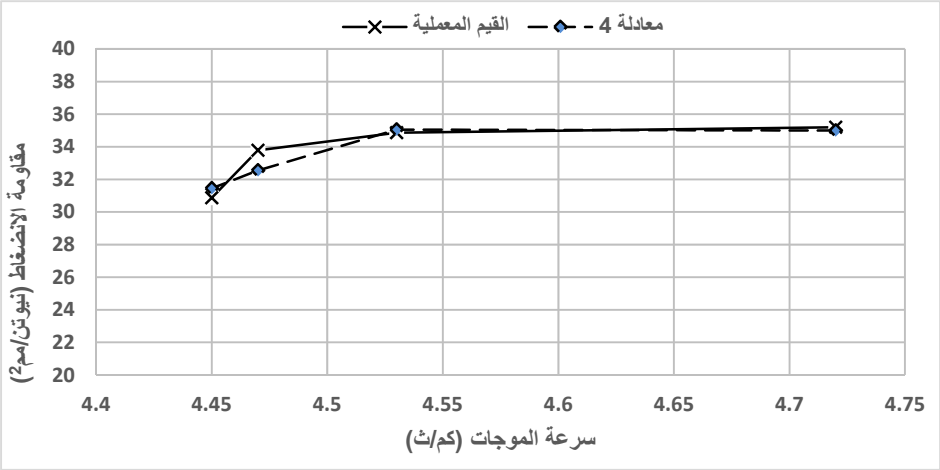
$$f_c = -167.98\,V^2 + 1553.5\,V - 3555.2 \qquad (4)$$

حيث ان:

f_c : مقاومة الانضغاط المخمنة (نيوتن/مم^2) ؛

V : سرعة الموجات (م/ ث).

نسبة الخطأ في النتائج المتحصل عليها من المعادلة رقم (4) مقارنة مع النتائج المعملية كانت في حدود ± (0.07 – 0.57%). وشكل (8) يوضح العلاقة بين سرعة الموجات ومقاومة الانضغاط للخرسانة الحاوية على مطاط والنتائج المتحصل عليها من المعادلة (4).



شكل 8: العلاقة بين مقاومة الانضغاط والموجات فوق الصوتية والنتائج المتحصل عليها من المعادلة 4

العلاقة بين مقاومة الانضغاط ومقاومة الانضغاط المخمنة بواسطة مطرقة الارتداد

تم استخدام النتائج المتحصل عليها من اختبار مقاومة الانضغاط واختبار مطرقة الارتداد لاستنتاج علاقة تساعد على تخمين مقاومة الانضغاط للخلطات الحاوية على مطاط بناء على مقاومة الانضغاط المخمنة بواسطة مطرقة الارتداد. والمعادلة رقم (5) توضح ان العلاقة بين مقاومة الانضغاط ومقاومة الانضغاط المخمنة بواسطة مطرقة الارتداد، هذه العلاقة اقوى من العلاقة بين مقاومة الانضغاط والموجات فوق الصوتية حيث إن معامل الارتباط لها كان 0.98.

$$f_c = -0.1993\,Rc^2 + 12.007\,Rc - 150.64 \qquad (5)$$

حيث ان:

f_c : مقاومة الانضغاط المخمنة (نيوتن/مم^2) ؛

Rc : مقاومة الانضغاط المخمنة بواسطة مطرقة الارتداد(نيوتن/مم^2).

نسبة الخطأ في النتائج المتحصل عليها من المعادلة رقم (5) مقارنة مع النتائج المعملية كانت في حدود ± (0.1 – 1.1 %). وشكل (9) يوضح العلاقة بين سرعة الموجات ومقاومة الانضغاط للخرسانة الحاوية على مطاط والنتائج المتحصل عليها من المعادلة (5).

تخمين مقاومة الانضغاط باستخدام الطريقة المشتركة

استخدام طريقة واحدة لتخمين مقاومة الانضغاط للخرسانة قد يكون غير كافٍ نظرا لان اختلاف خصائصها يؤثر على النتائج المتحصل عليها. فعلى سبيل المثال، عندما تكون العينة مبتلة فإن ذلك يؤدي الى زيادة سرعة الموجات فوق الصوتية ويقلل من رقم الارتداد. لذلك فإن استخدام أكثر من طريقة يؤدي الى تقليل الخطأ الناتج في حال ما تم استخدام طريقة واحدة.

المعادلة رقم (6) توضح العلاقة بين مقاومة الانضغاط والنتائج المتحصل عليها من اختبارات مطرقة الارتداد والموجات فوق الصوتية. وأظهرت المعادلة ارتباطاً قوياً حيث كانت قيمة معامل الارتباط لها 0.95. ونسبة الخطأ في النتائج المتحصل عليها من المعادلة رقم (6) مقارنة مع النتائج المعملية كانت في حدود ± (0.2 إلى 1.8 %).

$$f_c = 34.639 - 9.384\,V + 1.452\,Rc \qquad (6)$$

حيث ان:

f_c : مقاومة الانضغاط المخمنة (نيوتن/مم^2) ؛

V : سرعة الموجات (م/ ث) ؛

Rc : مقاومة الانضغاط المخمنة بواسطة مطرقة الارتداد(نيوتن/مم^2).

من اهم المتغيرات في الخرسانة المطاطية هو نسبة فتات المطاط المضاف، المعادلة رقم (7) توضح العلاقة بين مقاومة الانضغاط والنتائج المتحصل عليها من دمج نتائج اختبار الموجات فوق الصوتية ونسب فتات المطاط لكل خلطة. والمعادلة المشتقة أظهرت ارتباطاً قوياً وصل 0.99 وأعطت نتائج متقاربة مع النتائج المعملية بحيث لم تتجاوز نسبة الاختلاف ± 3.30 %.

$$f_c = 7.804\,V - 0.142\,CR\% \qquad (7)$$

حيث ان:

f_c : مقاومة الانضغاط المخمنة (نيوتن/مم^2) ؛

V : سرعة الموجات (م/ ث) ؛

$CR\%$: نسبة فتات المطاط المُضاف (%).

الاستنتاجات

هذه الدراسة تم اجراءها لتقييم الخرسانة الحاوية على مطاط حيث تم تقييم مقاومة الانضغاط باختبارات عدة لاإتلافية ومن ثم اختبارها بالطريقة الاتلافية، وبناءً على النتائج المتحصل عليها يمكن ان نستنج ما يلي:

1. المقاومة المخمنة باستخدام مطرقة الارتداد لجميع الخلطات كانت اقل من التي تم حسابها عن طريق اختبار مقاومة الانضغاط التقليدي حيث إن نسبة الاختلاف للخرسانة الحاوية على مطاط تراوحت ما بين 12 و 16.8% بينما للخلطة المرجعية كانت في حدود 15%.
2. المقاومة المقدرة باستخدام اختبار اللباب الخرساني كانت اقل مقارنة بالمقاومة المحسوبة للعينات المكعبة، حيث كانت نسب الاختلاف للخرسانة الحاوية على المطاط في حدود 37 إلى 44.7 % بينما للخلطة المرجعية كانت نسبة الاختلاف 22%.
3. أظهرت النتائج إن مقاومة الانضغاط قد انخفضت مع زيادة نسبة المطاط المضاف ولكن المقاومة المتحصل عليها بعمر 90 يوماً كانت في حدود 30 إلى 35 نيوتن/مم2 وهذه المقاومة تعتبر مقاومة جيدة ويمكن ان يتم استخدمها للعناصر غير الإنشائية او بعض المواقع غير المُعرضة لظروف جوية قاسية أو متوسطة القساوة.
4. أدى إضافة المطاط الى تقليل كثافة الخرسانة بحدود 6% وهذا ينعكس على تقليل الاحمال الناتجة عن كتلة الخرسانة.
5. المقــاومة المحسوبة باستخدام اختبار اللباب الخرساني للخرسانة الحاوية على مطاط كانت في حدود 56 إلى 63 % من مقاومة الانضغاط المحسوبة باستخدام اختبار المقاومة التقليدي بينما وصلت النسبة الى 77% للخلطة المرجعية.
6. استخدام أكثر من اختبار لتقدير مقاومة الخرسانة من شأنه أن يقلل نسبة الخطأ ويعطي نتائج ذات نسب خطأ قليلة. وأعطت الصيغة المشتقة باستخدام الطريقة المشتركة نتائج مقاربة للنتائج المعملية وبنسبة خطأ لم تتجاوز 1.8%.

7. العلاقات التي تم اشتقاقها في هذه الدراسة يمكن ان يتم استخدامها لغرض تقييم الخرسانة المطاطية والتعرف على جودتها ومدى تجانسها.
8. بالرغم من أن الخرسانة المطاطية أعطت مقاومة انضغاط جيدة، تظل هنالك جوانب أخرى يجب دراستها مثل الديمومة ومقاومة الاملاح والكلوريدات ...الخ.
9. ان استخدام المخلفات الصلبة كجزء من مكونات الخرسانة من شأنه ان يقلل من تأثير هذه المخلفات على البيئة ويقلل من خطرها على التجمعات السكنية المجاورة لها.

المراجع

1. Neville A. M., 1996, Properties of Concrete: Fourth and Final Edition 4th Edition, Publisher: Wiley; 4th edition (July 25, 1996), 844 pages. ISBN-13: 978-0470235270.
2. Fadiel, A., 2015, A review of properties of concrete containing crumb rubber from used tires. In Proceedings of the 13th Arab Structural Engineering Conference, Blida, Algeria, 13–15 December 2015. (In Arabic)
3. ASTM C805/C805M-08, Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete, ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States.
4. ASTM C597-09, Standard Test Method for Pulse Velocity through Concrete, ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States.
5. ASTM C 42, Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete, ASTM, 1916 Race St., Philadelphia, PA 19103.
6. Özkan, Ö., Yüksel, I., & Muratoğlu, Ö. (2007). Strength properties of concrete incorporating coal bottom ash and granulated blast furnace slag. Waste management, 27(2), 161-167.
7. Lim, S. K., Tan, C. S., Li, B., Ling, T. C., Hossain, M. U., & Poon, C. S., 2017, Utilizing high volumes quarry wastes in the production of lightweight foamed concrete. Construction and Building Materials, 151, 441 - 448.
8. Singh, M., Choudhary, K., Srivastava, A., Sangwan, K. S., & Bhunia, D., 2017, A study on environmental and economic impacts of using waste marble powder in concrete. J Build Eng 13: 87–95.
9. Mohammed, B. S., Abdullahi, M., & Hoong, C. K., 2014, Statistical models for concrete containing wood chipping as partial replacement to fine aggregate. Construction and building materials, 55, 13-19.
10. Islam, G. S., Rahman, M., & Kazi, N., 2017, Waste glass powder as partial replacement of cement for sustainable concrete practice. International Journal of Sustainable Built Environment, 6(1), 37- 44.
11. Corinaldesi, V., Mazzoli, A., & Siddique, R., 2016, Characterization of lightweight mortars containing wood processing by-products waste. Construction and Building Materials, 123, 281-289.
12. Ashish, D. K., 2018, Feasibility of waste marble powder in concrete as partial substitute ion of cement and sand amalgam for sustainable growth. J Build Eng , 15, 236-242.
13. Abu-Lebdeh, T.; Fini, E.; Fadiel, A., 2014, Thermal conductivity of rubberized gypsum board. Am. J. Eng. Appl. Sci., 7, 12–22.
14. Fadiel, A.; Abu-Lebdeh, T., 2021, Mechanical Properties of Concrete Including Wood Shavings as Fine Aggregates. Am. J. Eng. Appl. Sci., 14, 478–487.
15. Fadiel, Ashraf A.M., Taher Abu-Lebdeh, and Florian I.T. Petrescu, 2022, Assessment of Woodcrete Using Destructive and Non-Destructive Test Methods, Materials 15, no. 9: 3066. https://doi.org/10.3390/ma15093066
16. Fadiel, A, 2013, Use of Crumb Rubber to Improve Thermal Efficiency of Construction Materials. Master's Thesis, North Carolina A&T State University, Greensboro, NC, USA.
17. Fadiel, A.; Al Rifaie, F.; Abu-Lebdeh, T.; Fini, E., 2014, Use of crumb rubber to improve thermal efficiency of cement-based materials. Am. J. Eng. Appl. Sci. 2014, 7, 1–11.
18. Qurashi, M.A.; Shah, S.A.R.; Farhan, M.; Taufiq, M.; Khalid, W.; Arshad, H.; Waseem, M. Sustainable Design and Engineering: A Relationship Analysis between Digital Destructive and Non-Destructive Testing Process for Lightweight Concrete. Processes 2019,7, 791.
19. Salman, M.M.; Al-Amawee, A.H., 2006, The ratio between static and dynamic modulus of elasticity in normal and high strength concrete. J. Eng. Dev., 10, 163–174.
20. Zheng L., Sharon X. H., and Yuan. Y., 2008, Strength, modulus of elasticity, and brittleness index of rubberized concrete, Journal of materials in civil engineering, vol. 20(11), pp.692-699.
21. Ganjian E., Khorami M., and Maghsoudi A. A., 2009, Scrap-tire-rubber replacement for aggregate and filler in concrete, Construction and building materials, vol. 23 (5), pp. 1828-1836.

دراسة خواص الركام الناعم المستخرج من المصادر الطبيعية المستخدمة حديثاً بالساحل الغربي ومدى مطابقتها لمواصفات صناعة الخرسانة

أيمن السلوقي[1]، أحمد المسلوب[2]، أ. د. حسن عبد الله[3]

1 مهندس مدني بشركة الخليج العربي للنفط

2 مهندس مدني بالقطاع الخاص

3 أستاذ بقسم الهندسة المدنية جامعة صبراتة

ملخص

إن توسّع أعمال الإنشاء في البلاد أدى إلى زيادة استهلاك مواد صناعة الخرسانة، كالركام الناعم (موضوع الدراسة). والطلب المتزايد على مصادر الركام الناعم المعروفة (زليتن، سيد السايح، إلخ)، وكذلك ارتفاع أسعارها، مما أوجب البحث عن مصادر أخرى غير معروفة، واللجوء إلى استعمالها والتي يمكن أن تكون غير مطابقة للمواصفات القياسية. الهدف من هذه الدراسة هو معرفة مدى صلاحية بعض مصادر الركام الناعم المتمثلة في الرمل الطبيعي المستخدمة حديثا بالساحل الغربي بليبيا (السيدة زينب بالزاوية، أم الحشان بصرمان، غرب العجيلات) لاستعمالها في صناعة الخرسانة والكشف عن المشاكل والعيوب ودراسة تحسينها عن طريق إحلالها بعينة من الركام المجروش الناعم (راس اللفع بالعزيزية) بنسب 10%، 20%، و30%، وذلك من خلال إجراء اختبارات معملية على عينات من هذه المصادر، إضافة إلى مصدر ركام ناعم (رمل طبيعي) شائع الاستعمال منقول من زليتن لغرض المقارنة. أعدت 16 خلطة خرسانية مختلفة، تختلف فقط في الرمل المستخدم ونسبة إحلال الركام المجروش له وباقي المكونات موحدة، لتحديد تأثير هذه المصادر ومعرفة مدى مطابقتها لمواصفات صناعة الخرسانة. وتم إجراء اختبار الهبوط للخرسانة الطازجة واختبار مقاومة الضغط والشد ونسبة الامتصاص للخرسانة المتصلدة. وأظهرت النتائج أن التدرج الحبيبي لمصادر الركام الناعم المستخدمة حديثا في المناطق المذكورة الثلاث بالساحل الغربي خارج حدود المواصفات القياسية، ولكن الوزن النوعي ونسبة الامتصاص والمحتوى الكيميائي لها ضمن المواصفات القياسية. وبالرغم من أنها أنتجت خرسانة ذات مقاومة جيدة للضغط والشد والامتصاص، فإنها غير صالحة لصناعة خرسانة جيدة بتشغيلية تكفي لتنفيذ العناصر الإنشائية بها لأنها تستهلك ماء الخلط على عكس رمل زليتن. لذلك لا ينصح باستعمالها من خلال ما تم الحصول عليه من نتائج اختبار الهبوط للخرسانة حتى بعد تحسينها.

كلمات دالة: الركام الناعم، الساحل الغربي، التدرج الحبيبي، تحسين الخواص، خواص الخرسانة.

مقدمـــة

في السنوات الأخيرة، لاحظ المهندسون والباحثون في مجال الهندسة المدنية الازدياد المستمر في الطلب على مواد صناعة الخرسانة نتيجة لزيادة الأعمال الانشائية وارتفاع أسعار تلك المواد. الركام الناعم المتمثل في الرمل الطبيعي هو أحد أكثر المواد المستخدمة لأغراض صناعة الخرسانة ولذلك فإن إيجاد مصادر له يعتبر من الأولويات لدعم التطور الإنشائي، وعلى هذا الأساس انبثق هذا البحث لدراسة خواص بعض مصادر الركام الناعم المتمثلة في الرمل الطبيعي (كثبان رملية) والمستخدمة مؤخرا بالساحل الغربي لدولة ليبيا وتأثيرها على الخرسانة والنظر في مدى فعالية تحسين خواصها.

تعرف المواصفة القياسية الليبية رقم (49) [1] الركام الناعم من المصادر الطبيعية بأنه المادة المالئة في الخرسانة التي تمر حبيباتها أساسا من منخل مقاس 5مم، ويمكن أن يكون رملاً طبيعياً أو ركاماً ناعماً مجروشاً ناتجاً عن تكسير حصى أو صخور أو ركام ناعم مخلوط ناتج عن خلط الرمل الطبيعي مع الركام الناعم المجروش. الرمل الطبيعي يعتبر من الصخور الرسوبية السليسية وهي حبيبات معدنية أكثر مكوناتها من السيليكا (ثاني أكسيد السيليكون) ويستخرج من الترسبات النهرية ومن الكثبان الرملية ورمال الصحراء [2].

هنالك بعض الدراسات السابقة اهتمت بمصادر الركام الناعم وتأثيره في الخرسانة. حيث أجريت دراسة على تغير مواصفات الخرسانة باختلاف مصادر الرمل المستخدم في الجنوب الليبي [3] وأظهرت النتائج أن تأثير مصادر الرمل على خواص الخرسانة من حيث تحملها للضغط ومقاومتها للشد يكون متفاوتا. وفي دراسة أخرى قيّم فيها بحاث قابلية تشغيل ومقاومة الضغط لخرسانة برمل محلي وإضافات عدة معدنية [4]، حيث تم اللجوء إلى محاولة توفير مادة محلية بولاية بسكرة الجزائرية لاستعمالها كركام ناعم في صورة الركام الناعم المجروش بسبب الاستهلاك المتزايد لمواد البناء. ونوه البحاث بأن نوع الركام الناعم له تأثير على سلوك الخرسانة ولوحظ أن الخرسانة التي بها رمل مجروش يحتوي على كمية قليلة من المواد الناعمة يتحسن أداؤها إذا تم استبدال نسب منه بإضافات معدنية مع رمل كثباني لتصحيح التدرج وتعبئة الفراغات الحبيبية وأما الخرسانة التي بها رمل مجروش يحتوي على معدل عال من المواد الناعمة ممكن أن يتحسن أداؤها إذا تم استبدال نسب منه برمل نهري للتقليل من نسبة المواد الناعمة لأنها تؤثر على تميؤ الاسمنت، وتتطلب إسمنتاً أكثر لتغليف سطح الركام. وفي دراسة أخرى، فحصت الخواص الهندسية لخرسانة منتجة برمال كثبانيه ناعمة كركام ناعم مأخوذ من مواقع بواحة الخرجة المصرية [5] وحضرت عينات خرسانية وتم فيها استبدال الركام الناعم المتمثل في الرمل العادي بالرمل الكثباني بنسب متفاوتة وتبين أن الرمال الصحراوية المدروسة ذات تدرج رديء ولا يطابق المواصفات والرمال صالحة كيميائيا وخالية من الشوائب ووجد أن قابلية تشغيل الخرسانة تقل عندما يكون محتوى الرمل الكثباني بها أكثر من 60% ومقاومة الخرسانة للضغط تقل بزيادة محتوى الرمل الكثباني. واستنتج من هذه الدراسة أنه يمكن استعمال الرمال الصحراوية كركام ناعم في الخلطات الخرسانية الى حد 60% من الرمل الصحراوي في الحالات التي لا يكون هنالك توافر اقتصادي لموارد ركام ناعم ملائم.

نفذت دراسة حول خواص الخرسانة المصنوعة برمل كثباني ناعم في صحراء عمان لتوفيره كمصدر اقتصادي محلي لمرافق ومواقع حقول نفطية [6]، حيث تم تحري أثر استعمال الرمل الكثباني في الخلطات الخرسانية بتحضير عينات خرسانية عن طريق استبدال الركام الناعم المتمثل في الرمل القياسي بالرمل الصحراوي، حيث وجد أن مقاومة الخرسانة للضغط تنخفض بزيادة محتوى الرمل الكثباني. وهذا الانخفاض في المقاومة كان صغيراً بنسبة قصوى تساوي 25% وكلما زاد محتوى الرمل الكثباني في الخلطة زاد الامتصاص السطحي للخرسانة المنتجة، والزيادة في محتوى الرمل الكثباني في الخلطة لا يتسبب بأي أثر سلبي معتبر على معايير المرونة للخرسانة ومقاومتها للشد. بالرغم من أن الرمل الكثباني المدروس خارج مواصفات التدرج القياسية فإن البحاث أوصوا بأن الرمل الكثباني يمكن استعماله كركام ناعم في خلطات الخرسانة عند الظروف التي لا يتوفر فيها مواد رملية ملائمة اقتصاديا. ولتعويض النقص في المقاومة الذي قد يحصل بسبب الرمل الكثباني فانه من الأفضل استعمال نسب ماء الى اسمنت منخفضة.

وتبين من دراسة بالعراق [7] أنه يمكن إضافة ملدن مسرع بنسبة 1% من وزن الاسمنت للخلطة المستخدم فيها رمل خارج المواصفات القياسية للتدرج للحصول على خرسانة ذات خواص متحسنة. وفي دراسة بإثيوبيا [8] تنص على أنه يحبذ استخدام الرمل المجروش لأنه من ناحية الحماية البيئية أفضل من الرمل الطبيعي في المناطق (كالمدن) التي لا يوجد بها مصدر جيد للرمل الطبيعي حيث يكون بها سعر الرمل الطبيعي غالياً ولا يختلف كثيرا عن سعر الركام المجروش، وتبين أن الخرسانة المنتجة بالركام المجروش أفضل من الخرسانة المصنوعة بالرمل الطبيعي حيث اثبت أن خواص الرمل المجروش أفضل من خواص الرمل الاعتيادي. وفي دراسة أخرى بالهند تم فيها تحري استعمال الركام الناعم الناتج عن جرش الصخر كبديل للرمل النهري الطبيعي المعتاد استعماله في الخرسانة [9]، وتبين أن رمل الركام المجروش يساعد في التقليل من الأثار الهدامة بالبيئة بسبب اعمال الحفر عند الأنهار وأوصى

البحاث باستعمال ركام ناعم خليط بنسب بين رمل الركام المجروش والرمل الاعتيادي ويحبذ الابتعاد عن استعمال نسب عالية من الرمل المجروش لأنها تسبب في انخفاض قابلية التشغيل للخرسانة، ويوصى باستعمال ملدنات للخلطة التي بها الرمل المجروش. وأوضح بحاث بالصين [10] أن تطبيق الرمل الصحراوي في الخرسانة يعطي نتائج أفضل إذا تم إضافة بعض الإضافات لتحسين الخلطة.

كما أسلفنا، إن ازدياد استهلاك مواد صناعة الخرسانة تسبب في ارتفاع أسعارها مما دفع البعض إلى اللجوء إلى استعمال مصادر جديدة محلية للرمل الطبيعي كركام ناعم للخرسانة بالساحل الغربي الليبي بدلا من تلك الغالية المنقولة من مناطق أخرى. ولوحظ أنه يتم استخدام هذه المصادر بدون أي فحوصات أو تقييم هندسي، ومن هنا أثيرت هذه الدراسة وطرحت لتحقق بعض الأهداف وهي معرفة مدى صلاحية بعض مصادر الركام الناعم المتمثلة في الرمل الطبيعي المستخدمة حديثا بالساحل الغربي في صناعة الخرسانة من خلال فحص خواص هذه المصادر وفحص تأثيرها على خواص الخرسانة المصنوعة بها والكشف عن المشاكل والعيوب، ومقارنة هذه المصادر المستخدمة حديثا بمصدر رمل طبيعي معهود ومحاولة توفير هذه المصادر للاستخدام عن طريق تحسين العيوب بإحلالها جزئيا بمصدر لركام ناعم مجروش ذو جودة ملائمة ودراسة مدى التغير في ذلك التحسين. وتم تحديد ثلاثة مواقع لمصادر الرمل الطبيعي بالساحل الغربي المستخدمة من قبل البعض وهي مناطق (السيدة زينب بالزاوية وأم الحشان بصرمان، وضاحية غرب العجيلات)، ومواقع مصادر الرمل المختارة للدراسة على الخريطة (Google Maps) موضحة بالشكل 1.

شكل 1: مواقع مصادر الركام الناعم الثلاث المستخدمة حديثا بالساحل الغربي في ليبيا مبينة بالعلامة ( )

البرنامج العملي

المواد المستخدمة

الركام الناعم -- الركام الناعم المستخدم لهذه الدراسة من خمسة مصادر، أربعة منها عبارة عن رمل طبيعي والخامس عبارة عن ركام مجروش ناعم لغرض التحسين.

المصدر الأول عبارة عن رمل طبيعي شائع الاستخدام ومعهود منقول من منطقة زليتن (مأخوذ من الكراج) تم اختياره لغرض المقارنة.

والمصادر الثاني والثالث والرابع عبارة عن رمال طبيعية محلية حديثة الاستخدام بالساحل الغربي مستخرجة من المناطق (مأخوذة من مواقع المصادر) السيدة زينب بالزاوية، وأم الحشان بصرمان، وضاحية غرب العجيلات.

وأما المصدر الخامس عبارة عن ركام ناعم مجروش منقول من منطقة رأس اللفع بالعزيزية (مأخوذ من الكراج) ذو تدرج خشن تم اختياره لغرض التحسين بهدف تبديل مصادر الرمل المذكورة أعلاه به جزئيا؛ لتعويض بعض العيوب الناتجة عن المواد الناعمة بالرمال المستخدمة حديثا اعتمادا على الدراسات السابقة [4].

الركام الخشن -- ركام شائع الاستعمال من منطقة وادي الحي، ومقاسه الاعتباري الأكبر 20مم وتم جلب عينته في حالتها الطبيعية من الكراج. وكانت العينة ذات تدرج ضمن المواصفات القياسية الليبية رقم (49).

وتم أخذ كل عينات الركام الناعم والخشن وتجهيزها وفق المواصفة القياسية الليبية رقم (250) [11].

الإسمنت -- تم استخدام إسمنت بورتلاندي عادي (شعار الصفصاف) مصنوع في تونس ويطابق المواصفات القياسية الليبية للإسمنت رقم (340).

ماء الخلط -- الماء المستخدم في هذه الدراسة ماء صنبور يصلح لتنفيذ الخرسانة.

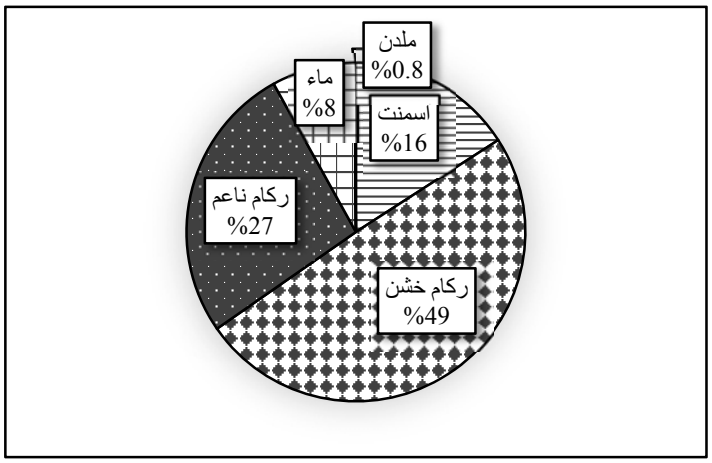
الإضافات الكيميائية -- تم استخدام مادة مضافة لغرض تحسين الخلطات وتفادي نسبة الماء العالية التي تتطلبها الرمال الناعمة [6، 10]، وتم اختيار ملدن منتج من شركة (SIKA) باسم (Sikament-163)، وهو مادة تستعمل كملدن فائق الأداء يزيد من قابلية التشغيل ويخفض محتوى الماء لإنتاج نوعية خرسانة ذات جودة عالية في المناخ الحار.

الخلطات الخرسانية

تم الاعتماد على طريقة المحاولة (Trial Method) في تصميم الخلطة الخرسانية [12] لدراسة تأثير مصادر الركام الناعم المراد دراستها على الخرسانة. بعد تجربة محاولات عدة اعتمدت خلطة موحدة لجميع العينات، حيث إن المتر المكعب من الخرسانة للخلطات يحتوي على 370كغم من الاسمنت. ونسبة الماء للإسمنت 0.5 [6]، وحددت نسبة الملدن سيكامينت-163 بمقدار 0.8% من وزن الاسمنت [13]. ونسب الخلط إلى الاسمنت التي تم اعتمادها لمكونات الخلطة موضحة بجدول 1. والشكل 2 يعرض مكونات الخلطة في صورة نسب مئوية.

جدول 1: نسب خلط المواد إلى الإسمنت

الإسمنت	الركام الخشن	الركام الناعم	الماء	الملدن
1	3.114	1.676	0.5	0.008



شكل 2: النسب المئوية لمكونات الخلطة

جميع الخلطات كانت موحدة بالنسب التي تم ذكرها أعلاه وتختلف فقط في مصدر الرمل ونسبة إحلاله جزئيا بالركام الناعم المجروش بنسب 0%، 10%، 20%، و30% وسميت العينات على هذا الأساس وتم ترميز عينات خرسانة رمل زليتن (C0, C10, C20, C30) وعينات خرسانة رمل الزاوية (Z0, Z10, Z20, Z30) وعينات خرسانة رمل صرمان (S0, S10, S20, S30) وعينات خرسانة رمل العجيلات (A0, A10, A20, A30) ليكون العدد الكلي 16 خلطة.

الاختبارات المتبعة

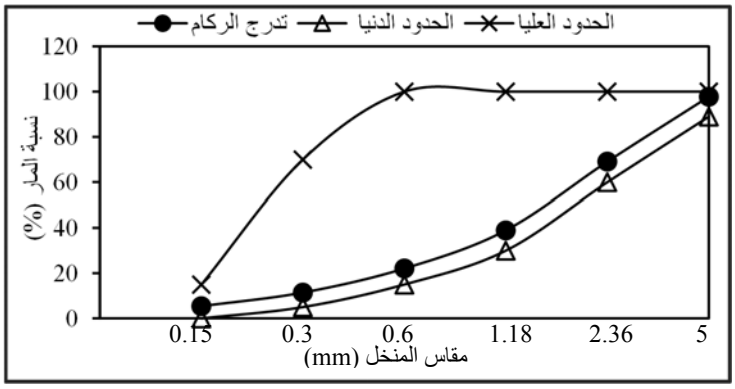
في هذه الدراسة تم اجراء مجموعة من الاختبارات على جميع مصادر الركام الناعم المستخدم وهي اختبار التحليل المنخلي بما يوافق المواصفة القياسية الليبية رقم (49) [1]، واختباري الوزن نوعي ونسبة الامتصاص حسب المواصفة الأمريكية (ASTM C128-97)[14]. وتم الفحص الكيميائي لجميع عينات الرمل الطبيعي والركام الناعم المجروش [2]، حيث تم قياس قيمة الأس الهيدروجيني ودرجة الملوحة واختبار تركيز الكلوريد الذائب في الماء واختبار قياس نسبة الكبريتات.

وتم خلط خرسانة عينات الدراسة باستعمال خلاط خرسانة كهربائي، حيث تم خلط المواد الجافة حتى التجانس ثم أضيف الماء ممزوجا بجرعة السيكامنت-163 تدريجيا للخلطة. وتم إجراء اختبار الهبوط للخرسانة اللدنة لكل خلطة مباشرة قبل أن يتم صبها في القوالب التي تم إعدادها وتنظيفها جيدا. وتم صب كل خلطة في 6 قوالب معدنية مكعبة مقاس 100مم لاختبار مقاومة الضغط بعد 7 أيام وبعد 28 يوماً. وأيضا تم صب من كل خلطة في 6 قوالب معدنية اسطوانية مقاس 150مم ×300مم لاختبار مقاومة الشد غير المباشر بعد 7 أيام وبعد 28 يوماً. وكذلك تم صب من كل خلطة في قالبين مقاس 150مم لاختبار نسبة الامتصاص بعد 28 يوماً للخرسانة المتصلدة. بعد صب كل عينة تم دمكها وتسوية سطحها، ثم تركت بالمعمل لمدة 24 ساعة ليتم غمرها بعد ذلك بالماء في أحواض المعالجة. وتبقى كل عينة في أحواض المعالجة حسب موعد اختبارها [12].

النتائج والمناقشة

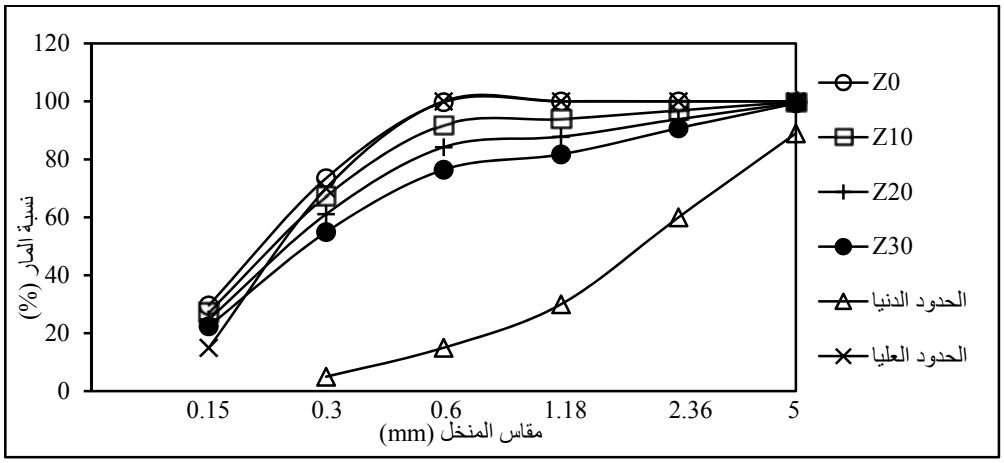
التحليل المنخلي

التدرج الحبيبي لركام راس اللفع المجروش، كما موضح في شكل 3، داخل حدود المواصفة القياسية الليبية رقم (49) [1] في المنطقة الخشنة تحديدا (Coarse Zone) وبه نسبة بسيطة من المواد الناعمة المارة من منخل مقاس 0.075مم بمقدار 1.4% أقل من 16% الحد الأقصى للمواد الناعمة بالركام المجروش الناعم حسب المواصفة المذكورة. وتدرج هذا الركام الذي تم اختياره ملائم جدا وفعال لتحسين تدرج الرمال التي بها نسبة كبيرة من الحبيبات الناعمة عند استبدالها به جزئيا. ومعاير نعومة عينته يعادل 3.548.

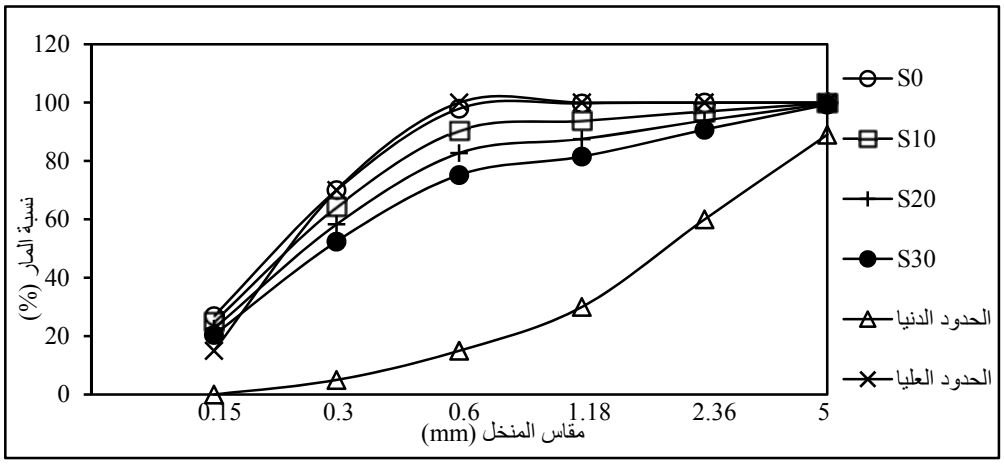


شكل3: تدرج الركام الناعم المجروش (راس اللفع)

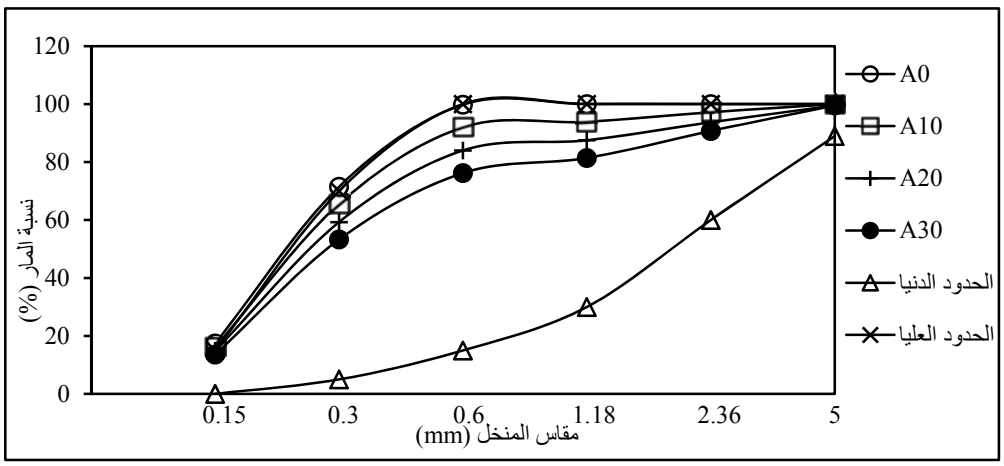
وتبين من خلال التحليل المنخلي بأن تدرجات عينات الرمال الطبيعية الثلاثة المستخدمة حديثا بالساحل الغربي (Z0, S0, A0) خارج المواصفة القياسية الليبية رقم (49) وكلها رديئة التدرج وحبيباتها أنعم من اللازم، انظر أشكال 4 و5 و6، وبهذا يكون معامل نعومتها منخفضاً جداً، وكان أفضل تدرج بينها هو رمل العجيلات (A0) المبين في شكل 6 وكان قريباً من الدخول في حدود المواصفة. لكن نسبة المواد الناعمة المارة من منخل مقاس 0.075مم بكل منهم كانت ضمن المواصفة المذكورة، إذ كان أعلاها يعادل 2.6% أقل من 4% حد المواصفة للرمل الطبيعي.



شكل 4: تدرج عينات (Z0, Z10, Z20, Z30)

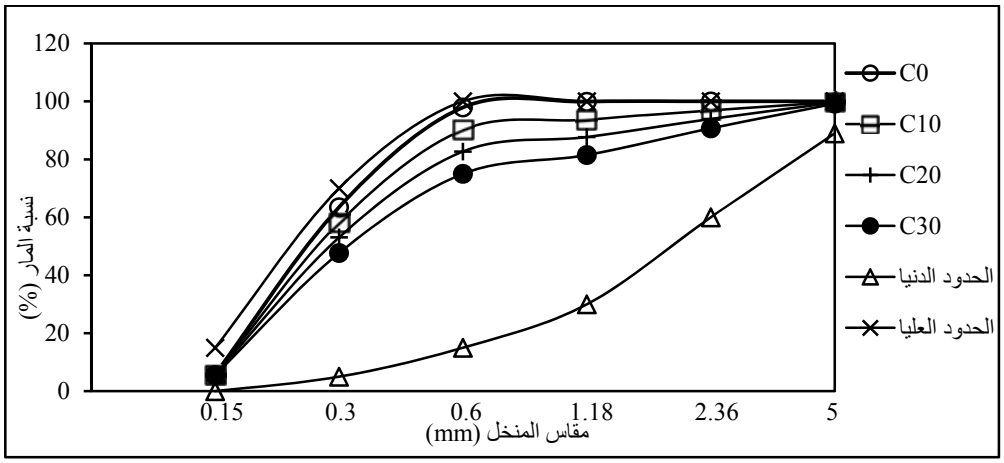


شكل 5: تدرج عينات (S0, S10, S20, S30)



شكل 6: تدرج عينات (A0, A10, A20, A30)

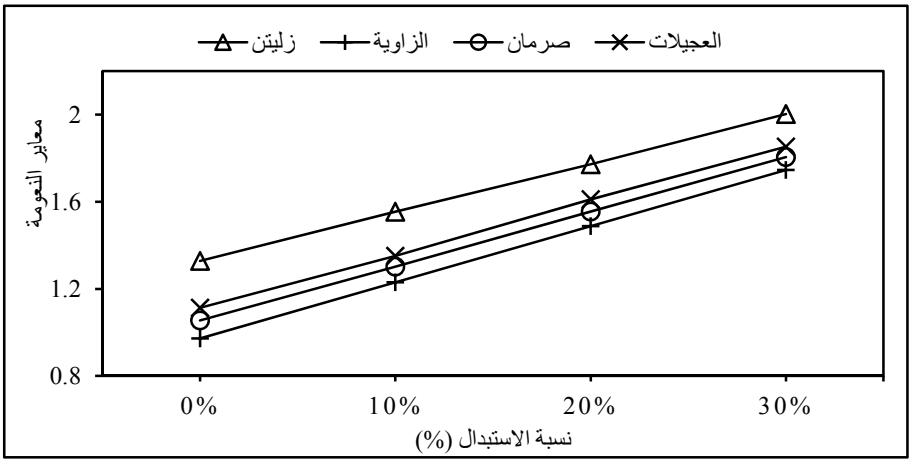
أما عينة رمل زليتن (C0) تدرجها داخل المواصفة، كما في شكل 7، وحبيباتها أخشن من رمال الساحل الغربي.



شكل 7: تدرج عينات (C0, C10, C20, C30)

من خلال الاستبدال الجزئي لعينات الرمل الطبيعي المستخرج من جميع المصادر المدروسة بالركام الناعم المجروش (راس اللفع) بنسب 10%، 20%، و30% نلاحظ تحسناً واضحاً لجميع التدرجات لعينات الرمل الطبيعي، فكلتا العينتين (A20, A30) الخاصتين بمنطقة العجيلات قد دخلتا الى حدود المواصفة كما موضح بشكل 6، أما بالنسبة للعينات الخاصة برمل الزاوية وصرمان فلم تدخل جميعها الى حدود المواصفة ويرجع ذلك لوجود نسب عالية جدا من المواد الناعمة كما موضح بمنحنيات تدرج تلك العينات، شكلي 4 و5، نلاحظ أن المار من المنخل مقاس 0.15مم لم يدخل حدود المواصفة. وأما بالنسبة لرمل زليتن فكان يتحسن بزيادة نسبة استبداله بالركام المجروش، كما في منحنى تدرج العينة (C30) بشكل 7 نلاحظ دخولها تقريبا إلى المنطقة المتوسطة (middle zone).

لم يقتصر التحسين فقط على التدرج، بل وحتى معايير النعومة تحسن بزيادة نسبة الركام المجروش لكل عينة وذلك بسبب خشونة حبيباته المناسبة. ويمكن رؤية التحسن في شكل 8 الذي يوضح العلاقة الطردية بين نسبة الاستبدال للركام المجروش ومعايير النعومة لجميع عينات خلطات الركام الناعم الطبيعي.



شكل 8: تحسن معايير النعومة لعينات الركام الناعم

الوزن النوعي ونسبة الامتصاص

تبين من اختبار الوزن النوعي ونسبة الامتصاص أن الأوزان النوعية لعينات الرمل الطبيعي (Z0, S0, A0, C0) وعينة ركام راس اللفع الناعم المجروش هي ضمن المواصفة الامريكية [14] التي تنص على أن يكون الوزن النوعي للركام الناعم بين (2.5 و2.7) حيث تتراوح قيم هذه العينات بين (2.58 و2.65). وأهمية معرفة الأوزان النوعية للركام تكمن في أنها تدخل في تصميم الخلطة الخرسانية وأيضا القيمة الضئيلة للوزن النوعي للركام تعبر عن أن الركام هش ومسامي جدا وامتصاصه للماء عالٍ [5]. وقيم نسبة الامتصاص لجميع عينات الرمل تتراوح بين

(0.3 و0.4) وهي ضمن المواصفة الامريكية (ASTM C128-97) والمواصفة الليبية رقم (49) بحيث يجب ان لا تزيد عن 3%. أما بالنسبة لعينة ركام مجروش راس اللفع كانت قيمة الامتصاص 3.84% وتعتبر خارج المواصفة ولكن تم استعمالها في الخلطة وذلك لأنه سيتم اضافته بنسبة لا تزيد عن 30%. الوزن النوعي ونسبة الامتصاص لكل مصادر الركام الناعم موضحة بجدول 2.

جدول 2: نتائج الوزن النوعي ونسبة الامتصاص

مصدر الركام	الوزن النوعي	نسبة الامتصاص (%)	حدود الوزن النوعي	حدود نسبة الامتصاص
مجروش راس اللفع	2.58	3.84	2.7 – 2.5	3% كحد أقصى
رمل الزاوية (Z0)	2.62	0.4		
رمل صرمان (S0)	2.63	0.3		
رمل العجيلات (A0)	2.64	0.4		
رمل زليتن (Z0)	2.65	0.4		

نتائج الاختبارات الكيميائية للركام الناعم

المحتوى الكيميائي لجميع عينات الركام الناعم ضمن المواصفات القياسية، انظر جدول 3. قيمة الأس الهيدروجيني لجميع العينات في الوسط القاعدي أكبر من 7، حيث تراوحت قيمة (PH) بين (7.8 و8.28)، وهي تعتبر جيدة للخرسانة وضمن حدود المواصفات البريطانية (BS 1377 Part3) [15]. وأما نسبة الاملاح الذائبة لكل العينات فهي تتراوح بين (499ppm و147ppm). وكانت قيم نسب الكلوريدات الذائبة في الماء بين (0.00441% و0.0149%) وهي ضمن المواصفة الليبية رقم (49) [1]، التي تنص على ألا تزيد النسب عن 0.05%. وكانت قيم نسب الكبريتات لجميع المصادر بين (0.0033% - 0.0112%) وهي ضمن المواصفة الأخيرة التي تنص على الا تزيد تلك النسب عن 0.5% للخرسانة المسلحة.

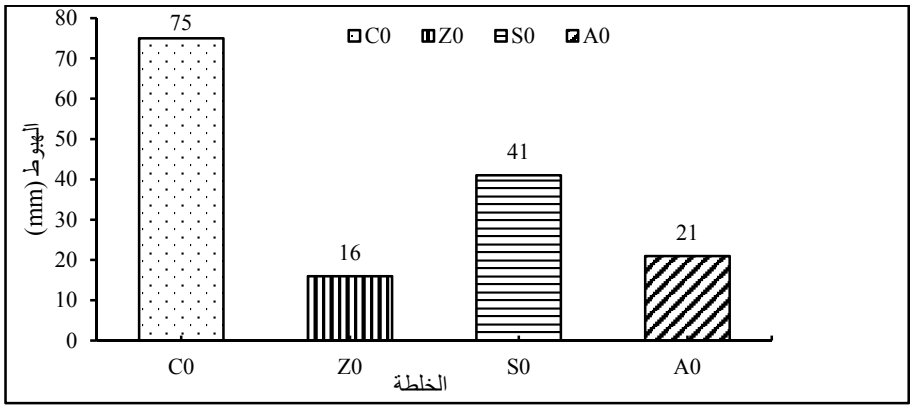
جدول 3: نتائج الاختبارات الكيميائية

مصدر الركام	PH	TDS (ppm)	الكلوريد الذائب (%)	الكبريتات (%)
مجروش راس اللفع	7.8	499	0.01490	0.0112
رمل الزاوية (Z0)	8.27	263	0.00789	0.0059
رمل صرمان (S0)	8.24	147	0.00441	0.0033
رمل العجيلات (A0)	8.28	194	0.00582	0.0044
رمل زليتن (Z0)	8.14	220	0.00986	0.0055

هبوط الخرسانة الطازجة

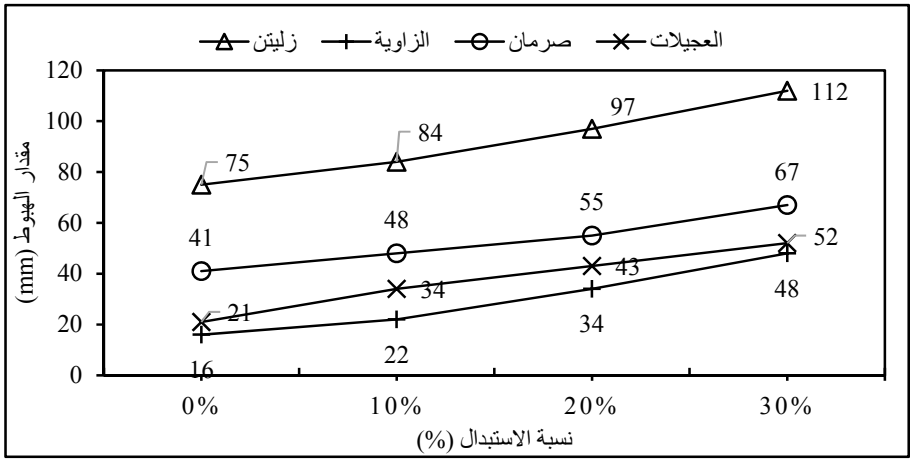
تم قياس هبوط قوام مخروطي بارتفاع 30سم بفعل الجاذبية الأرضية مباشرة بعد الخلط لكل خلطة؛ للحصول على انطباع عن مدي قابلية الخرسانة للتشغيل. وقابلية التشغيل هي من أهم خواص الخرسانة الطازجة التي تعبر عن مدى مقدرة الخرسانة على التشكل، وتعطي مؤشرا على المحتوى المائي للخلطة. ومقدار الهبوط الذي يعبر عن الخلطة بدون إضافات ذات القوام اللدن الذي يتراوح بين (50mm – 120mm) الصالح لمعظم القطاعات متوسطة وعالية التسليح [12]. جميع مكونات الخلطة يمكن أن تؤثر في قابليتها للتشغيل [5] ومن بينها الركام الناعم (محل الدراسة) كما حصل في الدراسة وخواصه مثل؛ التدرج الحبيبي.

الشكل 9 يوضح مقارنة بين خلطة زليتن (C0) وخلطات مصادر الساحل الغربي (Z0, S0, A0). رمال الساحل الغربي المستخدمة حديثا لم تعط للخرسانة قابلية تشغيل جيدة بالرغم من أن الخلطة تحتوي على ملدن، وكان قوامها صلبا ولا يصلح لتنفيذها في العناصر الانشائية متوسطة أو عالية التسليح [12]. وعلى العكس، فرمل زليتن أعطى للخلطة هبوطاً كافياً. وهذا يرجع الى تدرجه الداخل للمواصفات وقلة محتوى المواد الناعمة به كما في البحوث السابقة [5، 6]. وأما رمل صرمان فكان مقدار هبوط خرسانته (S0) أكثر من (Z0, A0) ويمكن أن يكون هذا بسبب أن نسبة الامتصاص له كانت الأقل.



شكل 9: مقارنة هبوط الخلطات (C0, Z0, S0, A0)

أثرت الزيادة في نسبة استبدال الرمل (جميع أنواع مصادر الرمل) بالركام الناعم المجروش (راس اللفع) إيجابيا على قابلية التشغيل للخلطات الطازجة ويرجع ذلك الى مقدار التحسين في تدرج حبيبات ركام الخلطة بفعل حبيبات الركام المجروش ذات التدرج الخشن المناسب، حيث أن حبيباته الخشنة عند نسبة استبدال 30% تعطي أفضل قابلية تشغيل نظرا لكونها تعوض الفجوة في التدرج الحبيبي للخلطة. والشكل 10 يوضح الزيادة في مقدار الهبوط للخرسانة بسبب الزيادة في نسبة احلال الركام المجروش الناعم لكل الخلطات. كانت أعلى قيمة للهبوط في خلطة (C30) وكانت أقل قيم الهبوط للخلطات الحاوية على رمل الزاوية.



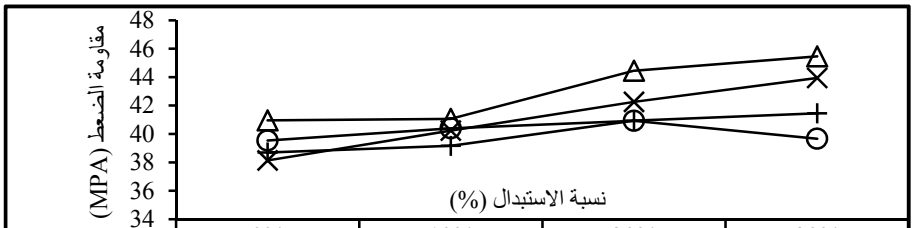
شكل 10: تحسن الهبوط لجميع الخلطات

مقاومة الضغط

تعد مقاومة الضغط أهم الخواص الميكانيكية للخرسانة المتصلدة، وهي تتأثر بعوامل عدة كالمواد المكونة ونسب الخلط وظروف المعالجة [12] وغيرها. وكون الركام الناعم أحد مكونات الخرسانة فإن خواصه تؤثر على مقاومتها للضغط. والرمال الكثبانية الناعمة تحتاج نسبة ماء كبيرة للحصول على التشغيلية المطلوبة لأن المساحة السطحية الكبيرة لحبيباتها الناعمة التي تتطلب عجينة اسمنتية أكثر لتغليف سطحها [6] وبالتالي فإن زيادة الماء تنقص من المقاومة.

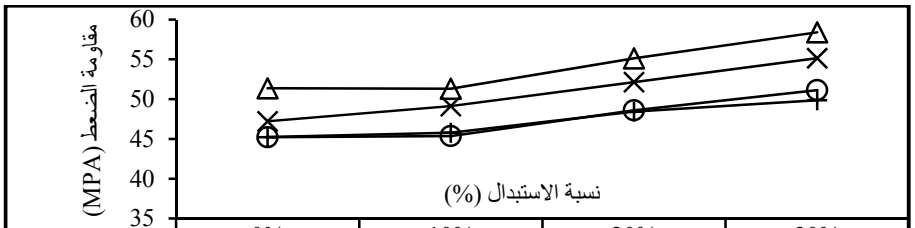
نتائج اختبار مقاومة الضغط بعد 7 أيام و28 يوماً موضحة بشكلي 11 و12 على التوالي لجميع العينات. وتبين أن مقاومة الضغط لعينات الخرسانة المصنوعة بالمصادر المستخدمة حديثا بالساحل الغربي (Z0, S0, A0) كانت جميعها جيدة. وكانت مقاومة ضغط خرسانة رمل زليتن (C0) أفضل من خرسانة رمال الساحل الغربي بفارق ليس كبيراً، وهذا وافق البحث السابق [10]، ويرجع ذلك إلى أفضلية تدرجه الحبيبي كونه أخشن منهما كما في البحث السابق [4]. وأثرت الزيادة في نسبة استبدال الرمل (جميع أنواع مصادر الرمل) بالركام الناعم المجروش (راس اللفع) إيجابيا على مقاومة الضغط لجميع العينات حيث كانت نسبة الزيادة في مقاومات العينات التي بها 30% ركام

ناعم مجروش من الركام الناعم بمتوسط 13.5% تقريبا عن مقاومات العينات ذات 0% ركام ناعم مجروش وهذا بسبب التحسن في التدرج الحبيبي للخلطة بفعل حبيبات الرمل المجروش الخشنة التي تسد الفجوة الموجودة في تدرج الرمل الطبيعي لتقوي القوة الرابطة بين مكونات الخلطة وبدورها تعطي مقاومة أعلى للضغط كما في الدراسة السابقة [4].



	0%	10%	20%	30%
زليتن	40.96	41.06	44.45	45.46
الزاوية	38.7	39.17	40.94	41.45
صرمان	39.54	40.39	40.92	39.66
العجيلات	38.14	40.24	42.26	43.94

شكل 11: نتائج مقاومة الضغط بعد 7 أيام



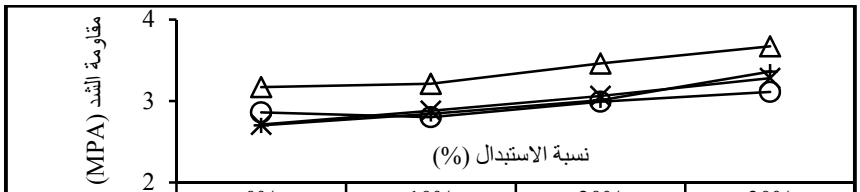
	0%	10%	20%	30%
زليتن	51.35	51.3	55.13	58.4
الزاوية	45.23	45.78	48.43	49.86
صرمان	45.21	45.36	48.6	51.13
العجيلات	47.21	49.12	52.13	55.14

شكل 12: نتائج مقاومة الضغط بعد 28 يوماً

نشير إلى أن مقاومة العينة (S30) كانت أقل من مقاومة العينتين (S20, S10) بمقدار بسيط، وهذا يناقض كل نتائج مقاومة الضغط للعينات الأخرى، ويرجح هذا التناقض إلى إمكانية حدوث خطأ تنفيذي غير مقصود لهذه العينة.

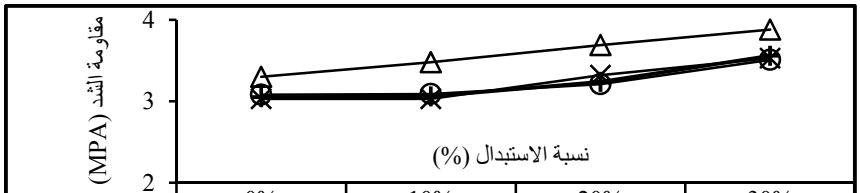
مقاومة الشد

مقاومة الخرسانة للشد ضعيفة ولكن لا يجب إهمالها لأنها قد تكون سببا في حدوث تشققات أو شروخ بها وهي 10% تقريبا من مقاومتها للضغط [12]. وبينت نتائج اختبار مقاومة الشد غير المباشر بعد 7 أيام و28 يوماً كما في شكلي 13 و14 تواليا أنه لا يوجد فارق كبير في مقاومات الشد لعينات رمل زليتن وعينات رمال الساحل الغربي المستخدمة حديثا، حيث أن مقاومة الشد تكون نسبة من مقاومة الضغط التي لم يكن بها فارق كبير. تقريبا، يمكن القول بأن الزيادة في نسبة احلال الرمل (جميع مصادر الرمل) بالركام الناعم المجروش (راس اللفع) أثرت إيجابيا على مقاومة الشد لكل العينات.



	0%	10%	20%	30%
زليتن	3.17	3.21	3.46	3.67
الزاوية	2.7	2.84	3.01	3.36
صرمان	2.86	2.8	2.99	3.11
العجيلات	2.71	2.88	3.06	3.28

شكل 13: نتائج مقاومة الشد بعد 7 أيام



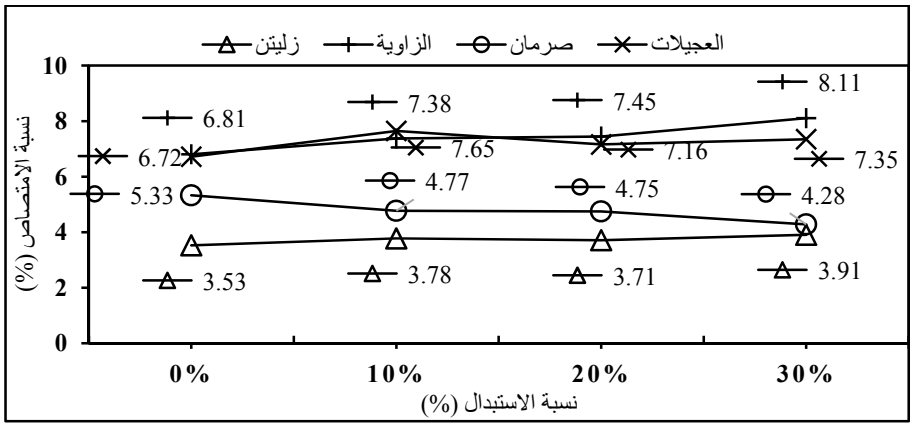
	0%	10%	20%	30%
زليتن	3.3	3.48	3.69	3.88
الزاوية	3.05	3.06	3.24	3.56
صرمان	3.08	3.09	3.21	3.51
العجيلات	3.03	3.03	3.32	3.53

شكل 14: نتائج مقاومة الشد بعد 28 يوماً

الامتصاص للخرسانة

الامتصاص هو إحدى خواص الخرسانة المتصلدة المهمة بالنسبة لديمومتها، وهو يعبر عن مدى قابلية الخرسانة لسحب الماء داخل فجواتها ويمكن أن يؤدي إلى انتفاخ الخرسانة وتفتتها [12]. جمعت نتائج الامتصاص لجميع العينات في شكل 15 الذي يبين التفوق الواضح لعينات رمل زليتن بأقل نسبة امتصاص وهي 3.53%، وكانت أعلى نسبة امتصاص لعينات رمل الزاوية، ثم رمل العجيلات. وهذا بسبب التدرج الرديء والخارج المواصفات لحبيبات رمل الزاوية والعجيلات الناعمة التي تستهلك ماء الخلط وتنقص من تشغيلية الخلطة، مما يؤدي إلى صعوبة في الدمك وزيادة في نسبة الفراغات التي تستقبل الماء الممتص كما في الدراسة السابقة [6]. ورمل صرمان كانت نتائجه أفضل من رمل العجيلات والزاوية لأن نسبة الامتصاص لحبيباته أقل بقليل وبالتالي مساميتها أقل [12].

ومن النتائج يتضح أن الزيادة في نسبة احلال الرمل بالركام الناعم المجروش (راس اللفع) ليس لها تأثير واضح على نسبة الامتصاص للخرسانة، حيث أن نسب الاحلال لم تتجاوز 30% قصدا لغرض الابتعاد عن نسب ركام مجروش عالية عملا بتوصيات الأعمال السابقة [10]. وربما يتضح التأثير عند نسب احلال أعلى. ويمكن القول إنه كانت هنالك زيادة طفيفة في نسبة الامتصاص للخرسانة عند زيادة نسبة الاحلال لعينات رمل زليتن والزاوية والعجيلات. ويرجع هذا إلى نسبة الامتصاص العالية للركام المجروش (غالبا أعلى من الرمل الطبيعي) بسبب مسامية حبيباته الناتجة عن تكسير الصخور. أما عينات رمل صرمان كان التغير مختلفا حيث حدث نقصان طفيف في نسبة الامتصاص للخرسانة. وبالرغم من عدم وضوح العلاقة بين نسبة إحلال الركام المجروش الناعم وامتصاص الخرسانة، فإنه يمكن القول بأن الزيادة في نسبة إحلال الركام الناعم المجروش تسبب في زيادة بسيطة في نسبة الامتصاص للخرسانة ولا تؤثر التأثير الكبير فيها عند نسب الإحلال الصغيرة (لا تتجاوز 30%).



شكل 15: نتائج امتصاص الخرسانة لكل العينات بعد 28 يوماً

الاستنتاجات

اعتمادا على النتائج التي تم الحصول عليها من الاختبارات المنفذة بهذه الدراسة، فإنه يمكن استنتاج الآتي:

1. التدرج الحبيبي لمصادر الركام الناعم (الرمل الطبيعي) المدروسة (السيدة زينب بالزاوية وأم الحشان بصرمان وغرب العجيلات) خارج حدود المواصفة القياسية الليبية رقم (49).
2. الوزن النوعي ونسبة الامتصاص والمحتوى الكيميائي لها ضمن المواصفات القياسية.
3. المصادر المدروسة للركام الناعم المستخدمة حديثا بالساحل الغربي تستهلك ماء الخلط ولا تنتج خرسانة ذات تشغيلية كافية على عكس رمل زليتن.
4. التدرج الحبيبي للركام الناعم يؤثر تأثيراً ملموساً على قابلية التشغيل للخرسانة.
5. نتائج مقاومة الضغط للخرسانة أشارت الى أن مصادر الركام الناعم المستخدمة حديثا بالساحل الغربي أنتجت مقاومة ضغط جيدة للخرسانة وأقل من رمل زليتن بفارق ليس كبيراً.
6. نتائج مقاومة الشد للخرسانة كانت جيدة ومتقاربة جدا وهذا يدل على أن مصدر الرمل الطبيعي لا يؤثر كثيرا على مقاومة الشد للخرسانة.
7. نتائج نسبة الامتصاص للخرسانة أوضحت أن الخرسانة المعدة بمصادر الساحل الغربي المستخدمة حديثا كانت جيدة. ولكن أيضا عينات الخرسانة المعدة برمل زليتن كانت أفضل بفارق ليس كبير.
8. عند إحلال الرمال بنسب 10%, 20%, و30% بعينة من ركام مجروش ناعم (راس اللفع) ذو تدرج خشن فإن التدرج الحبيبي للركام الناعم بالخلطة ومعاير نعومته يتحسن. وبالتالي فإن قابلية التشغيل للخرسانة تتحسن (تزيد) مع زيادة في مقاومتها للضغط. وعند نسبة 30% زادت المقاومة بمقدار 13.5% تقريبا.
9. مصادر الركام الناعم الثلاثة المستخدمة حديثا بالساحل الغربي المدروسة غير صالحة لصناعة خرسانة جيدة بتشغيلية كافية تصلح لتنفيذ العناصر الإنشائية بها، لأنها تحتاج زيادة في كمية الماء مما سيضعف مقاومة الخرسانة للضغط. لذلك لا ينصح باستعمالها من خلال ما تم الحصول عليه من نتائج اختبار الهبوط للخرسانة حتى بعد تحسينها.

شكر وتقدير

لا يفوتنا الإشادة بالتسهيل والدعم من قبل شركة العاليا لاختبارات المواد والجيوتقنية لإجراء اختبارات الخرسانة المتصلدة بمعملها. ونتقدم بالشكر إلى المهندس عبد السميع التبيني بقسم الهندسة البيئية بكلية الهندسة بصبراتة والمهندس عبد الرزاق الربيب بمختبر مصفاة الزاوية لتكرير النفط على مد يد العون لإجراء الاختبارات الكيميائية على عينات الركام الناعم.

المراجع

1. المواصفة القياسية الليبية رقم (49)، 2002، ركام الخرسانة من المصادر الطبيعية، المركز الوطني للمواصفات والمعايير القياسية، ليبيا.
2. محمود إمام ومحمد أمين، 2007، خواص المواد واختباراتها، رقم الإيداع 2007/3644، دار الكتب، مصر.

3. أحمد العطشان وعبد المجيد التلماتي، 2016، دراسة تغير مواصفات الخرسانة باختلاف مصادر الرمل المستخدم في الجنوب الليبي، 45-54، المؤتمر الوطني السادس لمواد البناء والهندسة الإنشائية بجامعة الجبل الغربي، ليبيا.
4. Khouadjia, M.L.K., Mezghiche, B., and Drissi, M., 2015, Experimental evaluation of workability and compressive strength of concrete with several local sand and mineral additions, Construction and Building Materials, Vol 98: 194-203, Elsevier BV, Amsterdam.
5. Abu Seif, E.S., 2011, Assessing the engineering properties of concrete made with fine dune sands: an experimental study, Arabian Journal of Geosciences, Vol 6: 857-863, Saudi Society for Geosciences, Saudi Arabia.
6. Al-Harthy, A.S., Abdel Halim, M., Taha, R., and Al-Jabri, K.S., 2007, The properties of concrete made with fine dune sand, Construction and Building Materials, Vol 21: 1803–1808, Elsevier BV, Amsterdam.
7. خالد حاوي، 2013، تأثير استخدام الرمل غير المتدرج على بعض خواص الخرسانة، مجلة جامعة كربلاء العلمية بالعدد الثاني، 11: 165-173، جامعة كربلاء، العراق.
8. Hailu, G., 2018, Study on crushed sand for concrete, MSc thesis in structural engineering, Addis Ababa Science & Technology University, Ethiopia.
9. Mundra, S., Sindhi, P.R., Chandwani, V., Nagar, R., and Agrawal, V., 2016, Crushed rock sand — An economical and ecological alternative to natural sand to optimize concrete mix, Perspectives in Science, Vol 8: 345-347, Elsevier BV, Amsterdam.
10. Zhang, G., Song, J., Yang, J., and Liu, X., 2006, Performance of mortar and concrete made with a fine aggregate of desert sand, Building and Environment, Vol 41: 1478-1481, Elsevier BV, Amsterdam.
11. المواصفة القياسية الليبية رقم (250)، 2006، ركام الخرسانة من المصادر الطبيعية ـ طرق أخذ العينات والأشكال والنسيج السطحي، المركز الوطني للمواصفات والمعايير القياسية، ليبيا.
12. محمود إمام، 2002، الخرسانة (الخواص ـ الجودة ـ الاختبارات)، الرقم الدولي 5 – 50 – 5069 – 977، دار الكتب، مصر.
13. حسن عبد الله، 2015، دراسة تأثير الملدنات الفائقة على خواص الخرسانة الطازجة والمتصلبة، المجلة الجامعة بالعدد السابع عشر، 2: 85-100، جامعة الزاوية، ليبيا.
14. Standard Method of Test for Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate. 2001. ASTM C 128–97, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
15. British Standard Methods of test for Soils for civil engineering purposes - Part 3: chemical and electro-chemical tests. 1990. BS 1377-3. British Standards Institution, London.

دراسة تأثير إضافة البولستيرين على بعض الخواص الهندسية للخرسانة

عبد الله عمر الشكري[1]، سناء عبد الستار الباجقني[2]

1 عضو هيئة تدريس، قسم الهندسة المدنية، كلية الهندسة الخمس/جامعة المرقب

2 مهندس استشاري في شركة البنيان للاستشارات الهندسية، طرابلس

ملخص

نتيجة لاستنزاف الموارد الطبيعية لغرض استخدامها في صناعة الخرسانة وخاصة في العقود الأخيرة، اهتم البحّاث والدارسين والمهتمين بتطوير الخرسانة بدراسة مدى إمكانية الاستفادة من المخلفات الصناعية التي أصبحت عبئاً ثقيلا ومكلفاً على الدول سواء المصنّعة أم المستهلكة، واهتمام البحّاث بإعداد دراسات حول كيفية زيادة العزل الصوتي والحراري بأقل تكلفة، فتوجهت الدراسات والأبحاث في السنوات الماضية إلى دراسة مدى إمكانية الاستفادة من بعض هذه المخلفات في تنفيذ الخرسانة كمواد بديلة للمواد الأساسية، بحيث تحقق التنمية المستدامة دون الإخلال بخواصها الميكانيكية والفيزيائية والكيميائية.

تتناول هذه الورقة دراسة مدى تأثير إضافة مادة البولستيرين على بعض الخصائص الهندسية والميكانيكية للخرسانة، والتي تعتبر من المواد التي تشكل مصدر تلوث للبيئة.

تقدم الورقة دراسة حول إضافة مادة البولستيرين للخرسانة، حيث نفذت خلطة مرجعية خالية من البولستيرين وثلاث خلطات أخرى تحتوي على نسب مختلفة من البولستيرين وهي على التوالي 10، 15، 20 % كنسبة حجمية من الركام الناعم بهدف إعداد مقارنة ودراسة بعض خواص الخرسانة في كلتا حالتيها اللدنة والمتصلدة.

نفّذ اختبار الهبوط التقليدي واختبار الهواء المحبوس لدراسة خواص الخرسانة في حالتها اللدنة، بينما نفذت اختبارات عدة للخرسانة في حالتها المتصلدة وهي مقاومة الضغط والكثافة ونسبة الامتصاص ومقاومة الانحناء.

أظهرت نتائج الاختبارات أن مقاومة الضغط ومقاومة الانحناء تقل بزيادة نسبة البولستيرين في الخلطة. كما أظهرت أن زيادة نسبة البولستيرين يصحبه زيادة في نسبة الامتصاص والهواء المحبوس، وهذا يزيد من فرصة الحصول على خرسانة خفيفة، ويقلل من انتقال الصوت، وكذلك يزيد من إمكانية استخدام هذا النوع من الخرسانة في المنشآت التي يلزم تحميلها بأحمال خفيفة.

كلمات دالة: البولستيرين – خرسانة خفيفة – الهواء المحبوس – نسبة الامتصاص – التنمية المستدامة

مقدمـــــة

لوحظ في الآونة الأخيرة استنزاف للموارد الطبيعية لغرض تلبية متطلبات الإعمار والبناء وذلك للمساهمة في النهضة العمرانية التي يشهدها العالم، كما لوحظ أن التقدم الصناعي المتسارع في شتى المجالات والصناعات قد تسبب في زيادة المخلفات الصناعية، والتي أصبحت عبئاً ثقيلا ومكلفاً على الدول سواء المصنّعة أم المستهلكة، فتوجهت الدراسات والأبحاث في السنوات الماضية إلى دراسة مدى إمكانية الاستفادة من بعض هذه المخلفات في تنفيذ الخرسانة كمواد بديلة للمواد الأساسية، بحيث تحقق التنمية المستدامة دون الإخلال بخواصها الميكانيكية والفيزيائية والكيميائية، وتم استخدام مواد إسمنتية بديلة كالسليكافيوم وخبث أفران الحديث ورماد الفحم وغيرها من المواد وكان لها دور فعّال في تحسين بعض خواص الخرسانة.

أجريت مؤخرًاً دراسات وأبحاث مكثفة لدراسة مدى إمكانية استخدام البولستيرين في تنفيذ الخرسانة، ومعرفة مدى تأثيرها على خواصها في كلتا حالتيها اللدنة والمتصلدة. ونظرًا للحاجة الملحة للحصول على خرسانة خفيفة ومواد بناء بديلة ذات خاصية عزل حراري وصوتي وبأقل تكلفة، مع الحصول على خصائص ميكانيكية جيدة للخرسانة [1]، فإن الورقة تقدم دراسة بحثية تساهم في علاج مشكلة تراكم إحدى المخلفات الصناعية وهي إعادة تدوير البولستيرين.

إن البوليسترين عبارة عن مادة عازلة ذات مسامات مغلقة، لونها في العادة أبيض، ويتم الحصول عليها من مشتقات النفط عن طريق بلمرة مونومر ستيرين مع إطلاق البنتان وخروجه، ويتم احتجاز الهواء في عدد كبير من الخلايا الصغيرة، مغلقة المسام داخل المادة. ويشكل الهواء الخامل نسبة 98٪ بينما نسبة البوليسترين 2٪.

دراسات سابقة

عرفت خرسانة البولستيرين في أواخر خمسينيات القرن الماضي، وبسبب تكلفتها العالية آنذاك حالت دون شيوعها في ذلك الوقت، ففي عام 1959 أجرى الباحث Kohling [2] دراسة بيّن فيها إمكانية استخدام البولستيرين في صناعة خرسانة ذات عزل حراري عالٍ مقارنة بالخرسانة التقليدية. وفي عام 1978 استنتج Maura في أحد أبحاثه أن مقاومة الضغط لخرسانة البولستيرين ذات كثافة تتراوح بين 220 و460 كجم/م^3 تكون بين (0.7 و2.3) ن/مم^2 بينما يتراوح معاير الكسر ما بين (0.3 و0.36) ن/مم^2 [3].

وفي عام 1982 لاحظ Parton أن خواص خرسانة البولستيرين كالكثافة ومقاومة الضغط ومعاير الكسر والعزل الحراري تعتمد بشكل رئيسي على نسبة البولستيرين إلى الإسمنت [4]. وفي عام 1997 حصلت ندى الجيلاوي على خرسانة بولستيرين ذات معامل توصيل حراري يتراوح ما بين (0.11 و0.34) واط/م. كلفن بموجب خلطات أعدت في ذلك البحث [5].

أما في عام 2004 تمكن الباحثان Bing Chen & Juanyu Liu [6] من تصنيع خرسانة بولستيرين ذات كثافة (800-1800) كجم/م^3 وبمقاومة ضغط (10- 25) ن/مم^2، حيث قاما باستبدال جزئي للركام الخشن والركام الناعم بحبيبات البولستيرين، وتوصل الباحثان إلى أن استخدام مادة Silica Fume يزيد من الربط بين حبيبات البولستيرين وعجينة الإسمنت، ويؤدي بذلك إلى زيادة في مقاومة الضغط، وأما إضافة الألياف الحديدية فيقلل من الانكماش الجفافي .

وأوضحت نتائج إحدى الدراسات التي أجريت على العديد من نماذج مادة البولستيرين وبأعمار مختلفة إلى إمكانية إنتاج خرسانة خفيفة ذات مقاومة ضغط تتراوح ما بين (2.67-4.31) ن/مم^2 بعمر (28) يوماً، وبكثافة تتراوح ما بين (1213 و1493) كجم/م^3، ومعاير كسر يتراوح ما بين (1.719 و3.05) ن/مم^2، أما قيمة التوصيل الحراري لهذا النوع تتراوح ما بين (0.782 و0.91)% نسبة إلى الخلطة المرجعية [7].

وأظهرت الأبحاث والدراسات إمكانية استخدام هذا النوع من الخرسانة في تصنيع الوحدات السكنية غير المحملة، وساهمت بشكل كبير في المحافظة على البيئة وتقليل الملوثات، وذلك باستهلاك وحدات التغليف المصنعة من مادة البولستيرين في تنفيذ الخرسانة، وقد تم اختيار هذه المادة بسبب كثافتها المنخفضة مقارنة مع أنواع الركام الأخرى المستخدمة لأغراض العزل الحراري كما موضح في جدول1 [8].

جدول 1: مقارنة بين كثافة البولستيرين وأنواع الركام المستخدم لأغراض العزل الحراري

نوع الركـام	الكثافة (كجم/م^3)
نشارة الخشب	320 - 128
بيـــرلايت	200 -160
الطين المتمدد	1000 - 800
سكوريـــــا	880 - 480
قشــور الرز	700 - 500
فيرميكولايت	160
البولستيرين	20 -10

الهدف من الدراسـة

تهدف الورقة إلى دراسة إمكانية استخدام مادة البولستيرين كمادة مضافة للمكونات الأساسية للخرسانة المتمثلة في الإسمنت والركام والماء، وذلك للحصول على خرسانة خفيفة الوزن وبأقل تكلفة، وبالتالي إمكانية استخدام هذا النوع من الخرسانة في الأسطح العازلة وفي إنتاج الطوب الإسمنتي خفيف الوزن، بالإضافة إلى التقليل من تراكم مخلفات البولستيرين المسببة للتلوث البيئي. ويمكن تلخيص أهم أهداف الدراسة في تأثير إضافة البولستيرين على بعض الخواص الهندسية للخرسانة اللدنة كنسبة الهواء المحبوس والتشغيلية، بالإضافة إلى دراسة مدى تأثير مادة البولستيرين على بعض الخواص الميكانيكية للخرسانة المتصلدة كمقاومة الضغط ونسبة الامتصاص، والكثافة ومقاومة الانحناء تحت تأثير حملين مركزين.

البرنامج المعملي

لأجل تحقيق مستهدفات الدراسة نفذت عدد 4 خلطات خرسانية، حيث نفذت خلطة مرجعية خالية من البولستيرين وثلاث خلطات أخرى تحتوي على نسب مختلفة من البولستيرين وهي على التوالي 10، 15، 20 % كنسبة حجمية من الركام الناعم بهدف إعداد مقارنة ودراسة خواص الخرسانة في كلتا حالتيها اللدنة والمتصلدة. وفيما يلي تفاصيل الدراسة المعملية.

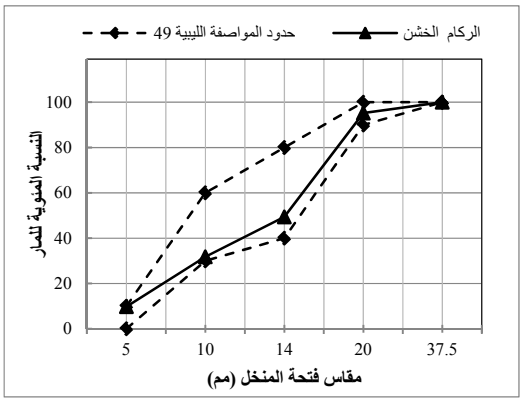
المواد المستخدمة للدراسة

الإسمنت -- تم استخدام الإسمنت البورتلاندي العادي Ordinary Portland Cement المنتج محلياً، ومُطابقاً للمواصفة القياسية الليبية رقم 340 لسنة 2009 [9] ومورد من مصنع الاتحاد العربي للإسمنت، وزنه النوعي 3.15، ومساحته السطحية 2977 سم^2/جم، وزمن الشك الابتدائي 3:25 ساعة، ومقاومة الضغط عند 3 أيام 26ن/مم^2 وعند 28 يوماً 44 ن/مم^2. وفيما يلي جدول 2 يقدم نتائج التحليل الكيميائي للإسمنت.

جدول2: نتائج التحليل الكيميائي للإسمنت

التركيب الكيميائي	الفاقد عند الحرق	SiO_2	Fe_2O_3	Al_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Na_2O	K_2O	أكسيد الكالسيوم الحر
النسبة المئوية(%)	0.3	20.14	2.99	5.91	62.9	1.59	2.13	0.19	0.97	2.40

الركام الخشن -- تم توريد الركام من أحد محاجر مدينة زليتن، وتم اختياره بعد مفاضلته بين أنواع عدة من الركام، حيث تم اعتماد العينة التي طابقت اشتراطات المواصفة القياسية الليبية 49 لسنة 2002 [10]. ويبين شكل1 منحنى التدرج الحبيبي للعينة المعتمدة، كما يبين جدول 3 نتائج الاختبارات التي أجريت لعينة الركام الخشن.

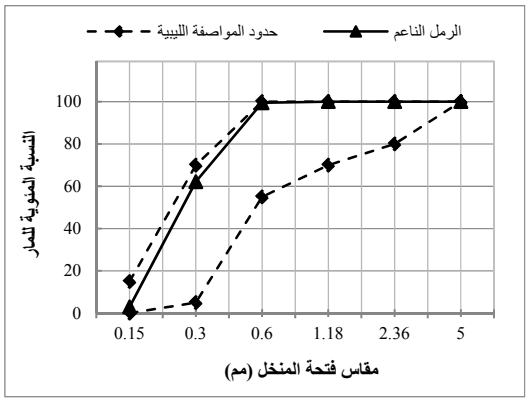


شكل1: منحنى التدرج الحبيبي للركام الخشن مقاس 20 مم

جدول3: نتائج اختبار الوزن النوعي والامتصاص ومعامل البري والتهشيم للركام الخشن

اسم الاختبار	النتيجة
المقاس الاعتباري الأكبر	20 مم
الوزن النوعي	2.6
نسبة الامتصاص	%2.64
معامل البري والتهشيم من اختبار لوس أنجلس	%27.5

الركام الناعم -- تم استعمال ركام ناعم طبيعي مورد من مدينة زليتن، ويوضح الشكل 2 منحنى التدرج الحبيبي له وحدود تدرج المواصفة القياسية الليبية الخاصة بركام الخرسانة من المصادر الطبيعية[10]. ويبين جدول 4 نتائج بعض الاختبارات.



شكل 2: منحنى التدرج الحبيبي للركام الناعم

جدول4: نتائج اختبار الوزن النوعي ومعامل النعومة والتركيب الكيميائي للركام الناعم

الوزن النوعي	2.6
معامل النعومة	1.355
نسبة SiO_2	% 98.5
نسبة Fe_2O_3	% 0.2
نسبة Al_2O_3	% 0.4

المـاء -- استخدم لتنفيذ الخلطات الخرسانية ماء صالح للشرب وهو خالٍ من المواد العضوية. وكما أشارت المواصفة القياسية الليبية الخاصة بالماء المستخدم في خلط ومعالجة الخرسانة [11] بأنه في حالة استخدام ماء غير صالح للشرب يجب أن لا تزيد الكلوريدات في الخرسانة العادية غير المسلحة عن 4500 مغ/لتر، ولا تزيد أملاح الكبريتات (SO_4^{-2}) عن 2000 مغ/لتر، ولا يزيد المحتوى القلوي (مكافئ أكسيد الصوديوم) عن 1500 مغ/لتر.

حبيبات البولستيرين -- من المواد خفيفة الوزن وسهلة الحمل والنقل، وتستخدم في الكثير من الأحيان في تغليف الأجهزة والمعدات للحفاظ عليها من أي ضرر قد يلحقها من خلال أعمال المناولة وذلك لخفة وزنها، واعتبرت من المخلفات الصناعية التي اهتم الباحثون المتخصصون في مجال الهندسة الإنشائية من دراسة مدى إمكانية الاستفادة منها واستخدامها في أعمال البناء.

استخدم لتنفيذ خلطات الدراسة ألواح البوليسترين المستخدمة في فواصل التمدد في السوق المحلي، بعد أن تم طحنها للحصول على حبيبات مارة من المنخل مقاس 2 مم، وذلك من خلال إضافته كنسبة حجمية من الركام الناعم.

نسب الخلط وتجهيز الخلطات

يبين جدول 5 أوزان ونسب خلط مواد الخلطات الخرسانية التي تم تنفيذها. وتمت عملية خلط المواد داخل معمل الخرسانة بكلية الهندسة بجامعة الخمس، واستخدمت لذلك خلاطة سعتها 0.15 م^3، وتم في البداية خلط المواد الجافة حيث تم وضع البولستيرين ثم الركام الناعم والإسمنت ويليها الركام الخشن، وبعد الاطمئنان من تجانس الخليط الجاف تم إضافة الماء إلى الخليط مع استمرار الخلط إلى حين الحصول على خلطة متجانسة. واستمرت هذه العملية حوالي خمس دقائق تقريباً.

بعد الانتهاء من عملية الخلط أجري اختبار الهبوط Slump Test لدراسة قابلية تشغيل الخرسانة في الحالة اللدنة وكذلك أجرى اختبار تحديد نسبة الهواء المحبوس، ومن ثم تم صب عينات من كل خلطة في قوالب مكعبة الشكل ذات أبعاد 100×100×100مم بهدف دراسة تأثير البولستيرين على مقاومة الضغط والكثافة، وكذلك تم صب عينات في قوالب ذات أبعاد 100×100×400 مم لغرض تعيين مقاومة الانحناء للكمرات، ثم تركت القوالب بعد الانتهاء من ملئها في جو المعمل لمدة 24 ساعة، ثم تم فكها ومعالجتها في حوض من الماء إلى حين موعد اختبارها. يبين الشكلان 3، 4 بعض الصور لتجهيزات أعمال الخلط وللعينات بعد صبها في القوالب.

جدول 5/أ: أوزان المواد الداخلة في تنفيذ الخلطات الخرسانية

رمز الخلطة	نسبة إضافة البولسترين "نسبة مئوية من حجم الرمل"	وزن الإسمنت كجم/م^3	وزن الماء كجم/م^3	وزن الركام الخشن كجم/م^3	وزن الركام الناعم كجم/م^3	نسبة الماء للإسمنت
P0	% 0	330	198	1088	725	0.6
P10	% 10					
P15	% 15					
P20	% 20					

جدول 5/ب: نسب خلط المواد الداخلة في تنفيذ الخلطات الخرسانية

رمز الخلطة	نسبة إضافة البولسترين "نسبة مئوية من حجم الرمل"	الإسمنت	الماء	الركام الخشن	الركام الناعم	نسبة الماء للإسمنت
P0	% 0	1	0.6	3.3	2.2	0.6
P10	% 10					
P15	% 15					
P20	% 20					

شكل 3: الخلاطة التي استخدمت في تنفيذ خلطات الدراسة

شكل 4: العينات الخرسانية التي تم صبها في القوالب القياسية بعد الانتهاء من عملية الخلط

اختبارات الخرسانة في الحالة اللدنة

اختبار الهبوط التقليدي -- يهدف الاختبار إلى معرفة هبوط الخرسانة بعد الانتهاء من أعمال الخلط؛ وذلك لدراسة مدى تأثير إضافة نسبة البولستيرين على قابلية التشغيل للخرسانة، حيث نفذ الاختبار وفقاً للمواصفة الأوروبية رقم BS EN 12350-2 [12]. ويبين شكل 5 المخروط الذي استخدم لتنفيذ الاختبار.

اختبار تحديد نسبة الهواء المحبوس -- تم إجراء هذا الاختبار في شركة الأشغال العامة بمدينة الخمس حيث نفذ وفقا للمواصفة الأمريكية ASTM C233 [13]. ويهدف الاختبار إلى تحديد محتوى الهواء للخرسانة في الحالة اللدنة بطريقة الضغط، ويتم فيه استخدام عداد هوائي، وفكرة عمل العداد قياس الانخفاض الذي يحدث في ارتفاع معلوم لعمود من الماء بعد تعرضه لضغط هواء معين، يبين شكل 6 الجهاز الذي تم استخدامه لإجراء الاختبار.

شكل5: المخروط المستخدم لإجراء اختبار الهبوط التقليدي

شكل6: الجهاز المستخدم لإجراء اختبار تحديد نسبة الهواء المحبوس في الخلطة

اختبار الخرسانة في الحالة المتصلدة

أحد أهم الأهداف الأساسية من هذه الدراسة الحصول على خواص ميكانيكية جيدة للخرسانة، ولدراسة ذلك أجريت بعض الاختبارات للخلطات التي تم تنفيذها. وفيما يلي ملخص لهذه الاختبارات:

اختبار مقاومة الضغط -- أجرى الاختبار للعينات التي تم صبها في القوالب القياسية ذات أبعاد 100×100×100 مم بعد أن تم علاجها في الماء إلى حين موعد اختبارها، حيث أجرى الاختبار لعدد ثلاث عينات عند العمر 7 أيام وثلاث عينات عند العمر 28 يوماً لكل خلطة خرسانية وفقاً للمواصفة الأوروبية BS EN 12390-3 [14]. ويبين شكل 7 الآلة المستخدمة لإجراء اختبار مقاومة الضغط للعينات.

اختبار مقاومة الانحناء -- أجرى الاختبار في مصنع العوارض الخرسانية للسكة الحديدية (كعام) للعينات التي تم صبها في القوالب القياسية ذات أبعاد 100×100×400 مم بعد أن تم علاجها في الماء إلى حين موعد اختبارها، وأجرى الاختبار وفقاً للمواصفة الأمريكية ASTM C99/C99M [15]، ويبين شكل 8 الآلة المستخدمة لإجراء الاختبار.

شكل7: الآلة المستخدمة لتنفيذ اختبار مقاومة الضغط للمكعبات الخرسانية

شكل8: الآلة المستخدمة لتنفيذ اختبار الانحناء للكمرات الخرسانية

اختبار تحديد كثافة الخرسانة -- أجرى الاختبار على العينات المكعبة التي سيتم استخدامها في اختبار مقاومة الضغط بعد غمرها في الماء لمعالجتها لمدة 28 يوماً، ويسبق تعيين الكثافة اختبار مقاومة الضغط للعينات ذات العمر 28 يوماً بحيث تكون مشبعة جافة السطح، وأجرى الاختبار وفقاً للمواصفة الأمريكية ASTM C642 [16].

اختبار تحديد نسبة الامتصاص للخرسانة -- أجرى الاختبار على عينات مكعبة بعد غمرها في الماء لمعالجتها لمدة 28 يوماً وذلك بهدف دراسة تأثير إحلال البولستيرين في الخرسانة، وأجرى الاختبار وفقاً للمواصفة الأمريكية ASTM C642 [16].

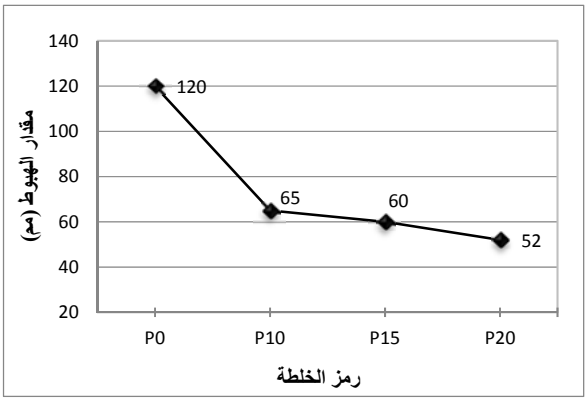
عرض النتائج ومناقشتها

اختبارات الخرسانة في الحالة اللدنة

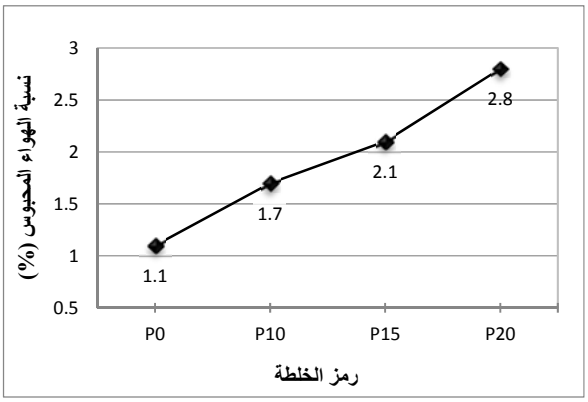
يبين جدول 6 نتائج الخلطات الخرسانية في حالتها اللدنة، بينما يبين الشكلان 9، 10 رسمًا بيانيًا لهذه النتائج.

جدول 6: نتائج اختبارات الخرسانة في الحالة اللدنة

رمز الخلطة	نسبة إضافة البولستيرين	اختبار الهبوط التقليدي (مم)	اختبار الهواء المحبوس (%)
P0	% 0	120	1.1
P10	% 10	65	1.7
P15	% 15	60	2.1
P20	% 20	52	2.8



شكل 9: منحنى بياني يوضح تأثير نسبة البوليسترين على مقدار الهبوط



شكل 10: منحنى يوضح تأثير نسبة البوليسترين على نسبة الهواء المحبوس

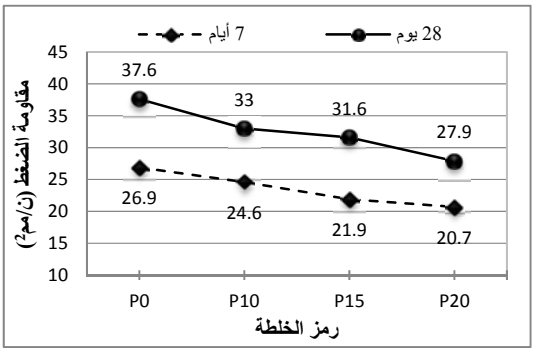
تبين من خلال نتائج اختبار الهبوط التقليدي أنه كلما زادت نسبة البولستيرين في الخلطة قلت تشغيلية الخرسانة في الحالة اللدنة، كما تبين من خلال اختبار الهواء المحبوس أنه كلما زادت نسبة البولستيرين في الخلطة زادت نسبة الهواء المحبوس، وتعتبر هذه ميزة إيجابية من حيث العزل الحراري والصوتي للخرسانة.

اختبارات الخرسانة في الحالة المتصلدة

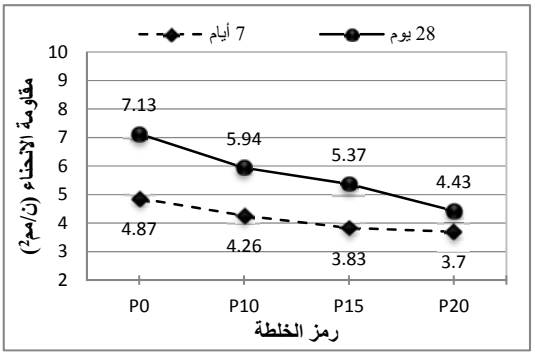
يبين جدول7 نتائج الخلطات الخرسانية المنفذة، بينما تبين الأشكال 11، 12، 13، 14 رسمًا بيانيًا لهذه النتائج.

جدول 7: نتائج اختبارات الخرسانة في الحالة المتصلدة

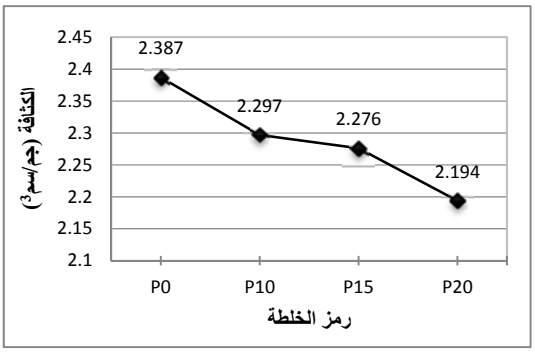
رمز الخلطة	نسبة إضافة البولستيرين	وزن العينات الخرسانية (جم)		مقاومة الضغط ($ن/مم^2$)		مقاومة الانحناء ($ن/مم^2$)		الكثافة ($جم/سم^3$)	نسبة الامتصاص (%)
		7 أيام	28 يوم	7 أيام	28 يوم	7 أيام	28 يوم	28 يوم	28 يوم
P0	% 0	2419.9	2475.0	26.9	37.6	4.87	7.13	2.387	2.64
P10	% 10	2353.2	2385.3	24.6	33.0	4.26	5.94	2.297	4.07
P15	% 15	2305.0	2361.6	21.9	31.6	3.83	5.37	2.276	5.83
P20	% 20	2240.5	2335.1	20.7	27.9	3.7	4.43	2.194	6.97



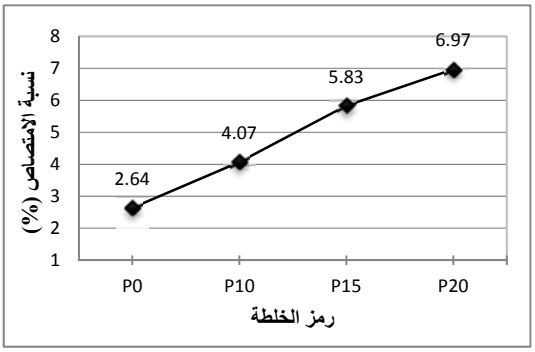
شكل 11: منحنى بياني يوضح تأثير نسبة البوليسترين على مقاومة الضغط عند عمر الخرسانة 7 و28 يوماً



شكل 12: منحنى بياني يوضح تأثير نسبة البوليسترين على مقاومة الانحناء للكمرات عند عمر الخرسانة 7 و28 يوماً



شكل 13: منحنى بياني يوضح تأثير نسبة البوليسترين على كثافة الخرسانة عند العمر 28 يوماً (العينات مشبعة جافة السطح)



شكل 14: منحنى بياني يوضح تأثير نسبة البوليسترين على نسبة الامتصاص

ولوحظ من خلال النتائج ما يلي:

1. تقل مقاومة الضغط عند 7أيام و28 يوماً بزيادة نسبة البولستيرين، وعلى سبيل المثال فعند 28 يوماً لوحظ أن مقاومة الضغط للخلطة القياسية (P0) تزيد عن(P10) بنسبة 12%، وعن (P15) بنسبة 16%، بينما تزيد عن الخلطة (P20) بنسبة 26%.
2. تنخفض مقاومة الانحناء للكمرات بزيادة نسبة البولستيرين في الخلطة، فوجد أن مقاومة الانحناء للكمرات عند 28 يوماً بالنسبة للخلطة القياسية (P0) تزيد عن الخلطات (P10)، (P15)، (P20) بالنسب (17، 25، 38)% على التوالي.
3. تنخفض كثافة المكعبات الخرسانية المشبعة الجافة السطح المختبرة عند 28 يوماً بزيادة نسبة البولستيرين في الخلطة، فوجد أن عينة الخلطة القياسية (P0) تزيد عن الخلطات (P10)، (P15)، (P20) بالنسب (4، 5، 9)% على التوالي.
4. تزداد نسبة الامتصاص بزيادة نسبة البولستيرين في الخلطة، حيث وجد أن (P20) تزيد عن (P15) بنسبة 17% تقريباً، بينما تزيد عن (P10) بنسبة 42% وعن الخلطة القياسية (P0) بنسبة 62%.

الاستنتاجات

بعد إجراء الدراسة والاختبارات المعملية تم استنتاج ما يلي:

1. كلما زادت نسبة البولستيرين في الخلطة قلت تشغيلية الخرسانة في الحالة اللدنة، وكذلك كلما زادت نسبة البولستيرين في الخلطة زادت نسبة الهواء المحبوس في الخرسانة.
2. تنخفض كل من مقاومة الضغط ومقاومة الانحناء كلما زادت نسبة البولستيرين في الخلطات الخرسانية.
3. إن زيادة نسبة البولستيرين يصحبه زيادة في نسبة الامتصاص وانخفاض في الكثافة، وبذلك فإن زيادة نسبة الامتصاص وزيادة نسبة الهواء المحبوس يزيد من فرصة الحصول على خرسانة ذات وزن خفيف، مما يقلل من انتقال الصوت، وكذلك يزيد من إمكانية استخدام هذا النوع من الخرسانة في المنشآت التي يلزم تحميلها بأحمال خفيفة.

التوصيات

فيما يلي توصيات الدراسة:

1. الحث والتشجيع على استخدام البولستيرين في تنفيذ الخرسانة لمزاياها المتعددة كخفة وزنها وتقليل تكلفتها والاستفادة من المخلفات الصناعية، وكذلك عزلها للحرارة والصوت.
2. دراسة مدى تأثير زيادة نسبة إحلال البولستيرين في الخلطات لنسبة تفوق ما قد تم دراسته في هذا البحث أي أعلى من 20%.
3. إعداد دراسة حول تأثير نعومة البوليسترين في خصائص الخرسانة، ففي هذه الدراسة استخدم البوليسرتين المار من المنخل 2 مم.
4. إعداد دراسة حول تأثير إضافة البولستيرين على تحملية الخرسانة.
5. إجراء دراسة دقيقة حول تأثير البولستيرين على العزل الحراري والعزل الصوتي.
6. دراسة تأثير الحريق ودرجات الحرارة العالية على الخرسانة التي تحتوي على البولستيرين.

المراجع

1. A. M. Neville, 2011. Properties of Concrete, 5th Edition, Prentice Education Limited, England.
2. Kohling, K., 1960. The manufacture of lightweight concrete using pre-expanded styropore particles as aggregates, betorstein – zeitung 26.
3. Maura, G., 1978. Lightweight concrete made with expanded substituted polystyrene, Vol.75, part 1. IL Cemento (Rome).

4. Parton, G.M. and shendy ELBarbary, 1982. Polystyrene Bead Concrete Properties and Mix Design, Journal of Cement Composite and Light weight concrete , Vol .4 , No .3 , Aug . , pp.153-161
5. ندى الجيلاوي، 1997. خواص الخرسانة خفيفة الوزن بالإشارة إلى العزل الحراري والمعاوقة الصوتية، رسالة ماجستير، جامعة بغداد.
6. Bing Chen and Juanyu Liu, 2004. Properties of Lightweight Expanded Polystyrene Concrete Reinforced with Steel Fiber, Cement and concrete Research , Volume 34 , Issue 7 , pages 1259-1263.
7. يوسف خلف يوسف، 2009. إنتاج خرسانة خفيفة الوزن مع دراسة بعض خصائصها الميكانيكية والحرارية، جامعة الأنبار.
8. قصي الراوي، 1995. خواص الخرسانة خفيفة الوزن المصنعة من ركام البورسلينايت، رسالة ماجستير، جامعة بغداد.
9. Libyan National Center for Standardization and Metrology, 2009, Portland Cement, LNS No. 340, Libya.
10. Libyan National Center for Standardization and Metrology, 2002. Aggregates from Natural Sources for Concrete, LNS No. 49, Libya.
11. Libyan National Center for Standardization and Metrology, 2013. Water for Making Concrete, LNS No. 294, Libya.
12. European Standards, 2000. Testing fresh concrete. Slump test, BS EN 12350: Part 2, London.
13. American Society for Testing and Materials, 2011. Standard Test Method for Air-Entraining Admixtures for Concrete, ASTM C233/C233M, USA.
14. European Standards, 2009. Testing hardened concrete. Compressive strength of test specimens, BS EN 12390: Part 3, London.
15. American Society for Testing and Materials, 2009. Standard Test Method for Modulus of Rupture of Dimension Stone, ASTM-C99/C99M, USA.
16. American Society for Testing and Materials, 2013. Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete, ASTM C 642, USA.

تأثير استخدام زيت السيارات المستعمل كملدن فائق على التشغيلية والخواص الميكانيكية للخرسانة ذاتية الدمك

أ. عبدالرؤوف محمد أبوذينة[1] ، م. أحمد النوري العماري الجيبولي[2]، م. محمود الطاهر معتوق جاب الله[2]
1عضو هيئة تدريس - قسم الهندسة المدنية، كلية الهندسة، جامعة الزيتونة، ترهونة، ليبيا
2طلبة بكالوريوس – قسم الهندسة المدنية, كلية الهندسة, جامعة المرقب, القره بوللي , ليبيا

ملخص

تعتبر الخرسانة الذاتية الدمك من الانواع الحديثة وتمتاز هذه النوعية بالانسيابية العالية واللزوجة وليست في حاجة للدمك, وهي قابلة للانسياب تحت تأثير وزنها الذاتي. تنعكس هذه المميزات في أدائية الخرسانة الذاتية الدمك حيث تجعلها قادرة على التشكل والمرور خلال القوالب الإنشائية الضيقة أو المقاطع الإنشائية ذات التسليح المكثف مع تحقيق درجة دمك عالية دون الحاجة إلى استخدام الهزازات اثناء عملية الدمك الخارجي وكذلك بدون حدوث انفصال حبيبي أو نضوح في الخرسانة .

تتناول هذه الدراسة استخدام زيت محركات السيارات المستعمل كملدن فائق (Super plasticizer) للخرسانة ذاتية الدمك وخلطة مع الملدن الفائق من انتاج شركة سيكا, ذو الاسم التجاري(SIKA VISCOCRETE-TEMPO 12).حيث تم اضافة الملدن الفائق من شركة سيكا للخلطة الخرسانية ذاتية الدمك, واستخدامها كخلطة مرجعية, وتمت مقارنتها بخمس خلطات خرسانية اخرى تم فيها خلط زيت السيارات المستعمل مع الملدن الفائق من شركة سيكا بنسب متفاوتة.

حيث وجد أن الخلطة الخرسانية التي تحتوي على الملدن الفائق والزيت المستعمل بنسبة 1.4% و 0.4% الى وزن الاسمنت على التوالي, قد اعطت اكبر قطر انسياب مقارنة بباقي الخلطات, واعطت افضل نسبة ميل في اختبار صندوق حرف L. وقد اعطت نفس الخلطة نتائج مقاومة ضغط متساوية تقريبا مع نتائج الخلطة المرجعية عند 28 يومًا.

وبالنسبة لنتائج اختبار الانحناء فقد اعطت جميع الخلطات المتكونة من خليط من زيت السيارات المستعمل والملدن الفائق نتائج افضل من الخلطة المرجعية المحتوية على الملدن الفائق فقط.

كلمات دالة : الخرسانة ذاتية الدمك , ملدن فائق , زيت السيارات المستعمل.

تمهيد

الخرسانة ذاتيه الدمك هي نوع من الخرسانات ذات سيولة عالية مما يسمح لها بالدمك الذاتي والتوغل في المساحات الضيقة كثيفة التسليح **[1]** وعلي الرغم من زيادة لدونة الخرسانة فإنها تحافظ علي الجودة العالية التي تتطلبها صناعة البناء اليوم, مما يتيح المرونة بالإضافة الى المقاومة العالية. ترجع مرونة الخرسانة ذاتية الدمك الى ان هناك العديد من الاضافات يمكن إضافتها عند تصميم الخلطة الخرسانية لعمل منتج نهائي يناسب النتيجة المطلوب الوصول اليها من ناحية اللدونة والمقاومة. وقد جري تحليل العديد من الحالات المتعلقة بتطبيقات الخرسانة الذاتية الدمك في الفترة من عام 1993 الي الوقت الحاضر، حيث تزايد استخدام الخرسانة ذاتية الدمك في العديد من البلدان. اثبتت هذه التحاليل انه يجب اعتبار الخلطات الخرسانية ذاتية الدمك من الخلطات ذات مجال واسع الاستخدام ومناسبة للعديد من الاستخدامات **[2]** . اضافة الملدن المتفوق تستخدم في جميع انواع الخرسانة ذاتية الدمك؛ لأنه المكون الأساسي الذي يمنح الخرسانة ذاتية الدمك لدونتها العالية, وهذه الإضافة تقلل من كميه الماء المستخدم وتحافظ على نفس كثافة الخرسانة التقليدية **[3]**.

أهمية الدراسة

تتناول هذه الدراسة استخدام زيت السيارات المستعمل كملدن فائق (Super plasticizer) للخرسانة ذاتية الدمك وخلطة بنسب متفاوتة مع الملدن الفائق من انتاج شركة سيكا, ذو الاسم التجاري (SIKA VISCOCRETE-TEMBO 12). حيث إن زيت محركات السيارات المستعمل استخدامه محدود ويسبب مشاكل بيئية عديدة، ومن الناحية الاقتصادية بالإمكان الحصول عليه مجانا او بتكلفة بسيطة جدا مقارنة بسعر الملدن الفائق.

أهداف الدراسة

تهدف هذه الدراسة لمعرفة تأثير دمج زيت محركات السيارات المستعمل بنسب متفاوتة مع ملدن فائق من انتاج شركة سيكا, على الخواص اللدنة والمتصلبة للخرسانة ذاتية الدمك. بالإضافة إلى التحقق من إمكانية الاستفادة من لزوجة الزيت المستعمل في تحسين الخصائص الهندسية للخرسانة ذاتية الدمك، ومعرفة تأثيره على الانسيابية ومقاومة الضغط والانحناء.

خطة الدراسة

في هذه الدراسة تم صب العينات بخلطات من الخرسانة ذاتية الدمك و اضافة الملدن الفائق من شركة سيكا فقط لواحدة من الخلطات الخرسانية ذاتية الدمك, واستخدامها كخلطة مرجعية, وتمت مقارنتها بخمس خلطات خرسانية اخرى تم فيها خلط زيت محركات السيارات المستعمل مع الملدن الفائق من شركة سيكا بنسب متفاوتة.

البرنامج العملي

في هذه الدراسة تمت اضافة الزيت المستعمل الى الملدن الفائق بنسب مختلفة من وزن الإسمنت لجميع الخلطات باستثناء الخلطة المرجعية المحتوية على الملدن الفائق Tembo12 فقط وبنسبة استخدام 1.8%من وزن الإسمنت والتي اعطت نتائج في حدود المواصفات الاوروبية (EFNARC) [4] للخرسانة ذاتية الدمك في حالتها اللدنة, وقد تمت تجربة خلطات خرسانية عدة بإضافة الزيت المستعمل فقط بدون اضافة ملدن فائق, حيث تم تجربة استخدام زيت بنسبة 1.8% وبنسبة 3.6% من وزن الاسمنت، ولكن لم نتحصل على تشغيلية توافق حدود المواصفات الاوروبية (EFNARC) [4] لهذا تم اعتماد خلطات تتكون من كل من الزيت المستعمل والملدن الفائق بنسب مختلفة موضحة بالجدول رقم (1).

جدول 1: يوضح المقادير المستخدمة لكل خلطة

اسم الاضافة	رمز الخلطة الخرسانية	مقدار الملدن الفائق الى وزن الاسمنت	مقدار الزيت المستعمل الى وزن الاسمنت	نسبة الملدن الفائق الى وزن الاسمنت	نسبة الزيت المستعمل الى وزن الاسمنت
ملدن فائقTEMBO12	T9-SCC	9كجم/م^3	0	1.8%	0%
ملدن فائقTEMBO12 مع زيت محركات السيارات المستعمل	T8O1-SCC	8 كجم/م^3	1 كجم/م^3	1.6%	0.2%
ملدن فائقTEMBO12 مع زيت محركات السيارات المستعمل	T7O2-SCC	7 كجم/م^3	2 كجم/م^3	1.4%	0.4%
ملدن فائقTEMBO12 مع زيت محركات السيارات المستعمل	T6O3-SCC	6 كجم/م^3	3 كجم/م^3	1.2%	0.6%
ملدن فائقTEMBO12 مع زيت محركات السيارات المستعمل	T5O4-SCC	5 كجم/م^3	4 كجم/م^3	1%	0.8%
ملدن فائقTEMBO12 مع زيت محركات السيارات المستعمل	T4O5-SCC	4 كجم/م^3	5 كجم/م^3	0.8%	1%

جدول 2: يوضح المقادير المستخدمة في الخلطة الخرسانية

الاسمنت (كجم/م^3)	نسبة الماء الى الاسمنت	الركام الخشن (كجم/م^3)	جرينيليا (كجم/م^3)	الركام الناعم (كجم/م^3)
500	0.488	295.8	549.3	845

وقد تمت معالجة جميع الخلطات في الماء للفترتين7 و28يوماً ,وتم عمل اختبارات مقاومة الضغط عند الفترتين 7و28 يوماً ,واختبار مقاومة الانحناء عند الفترة 28يوماً.

مكونات الخلطة الخرسانية

الإسمنت

الاسمنت البورتلاندي العادي المستخدم في هذه الدراسة من انتاج مصنع الاتحاد العربي للمقاولات بمدينة زليتن. وأجريت الاختبارات الخاصة بالتركيب الكيميائي والمعدني و الخواص الفيزيائية, وكانت جميعها تقع ضمن الحدود المسموح بها في المواصفات البريطانية (BS12:1996)[5] .

الركام الناعم

الركام الناعم المستخدم في هده الدراسة تم توريده من محاجر بمنطقة زليتن , وأجريت الفحوصات الخاصة بالرمل وحسب حدود المواصفات البريطانية (BS882:1992)[6] , تشير الفحوصات الى ان الركام الناعم مطابق للمواصفة من حيث التدرج. علما بأن الوزن النوعي ونسبة الامتصاص ونسبة المواد الناعمة والكثافة هي 2.650 و 0.1% و 0.1% و 1500 كجم /م^3 على التوالي.

الركام الخشن

تم توريد الركام الخشن من محاجر في مدينة غريان, تم اختبار التحليل المنخلي للركام الخشن والنتائج كانت ضمن الحدود والمواصفات البريطانية المعتمدة(BS 1992:882) **[6]**. علما بان الوزن النوعي ونسبة الامتصاص ونسبة المواد الناعمة ومعامل الصدم و لوس انجلوس والكثافة هي 2.579 و 2.5% و 0.55% و 18.4% و 26.3% و 1430 كجم/م^3 على التوالي.

الماء

تم استخدام الماء الصالح للشرب في اعداد الخلطات الخرسانية والذي تم اختباره في مركز البحوث الصناعية بتاجوراء, وأثبتت نتائج الاختبار مطابقته لحدود المواصفات الليبية رقم 294 لسنة 1988ف **[7]**.

الإضافات

تم استخدام ملدن فائق واحد فقط مع زيت السيارات المستعمل بنسب مختلفة كإضافات كيميائية لتوفير خواص التشغيلية للخرسانة ذاتية الدمك , تم الحصول علي الملدن الفائق (ذو الاسم التجاري tembo 12 من تصنيع شركة sika) من شركة تقنية البنيان في (11يونيو في طريق 16), وتم الحصول على زيت السيارات المستعمل من ورشة خاصة بتغيير زيوت المحركات وتمت تعبئته في جالون سعة 20 لتر , تم الرمز للملدن بالرمز (**T**) مع نسبة للخلط, وزيت السيارات بالرمز(**O**) مع نسبة الخلط, الجدول (3) يوضح بعض خصائص الملدن الفائق و زيت محركات السيارات المستعمل. الجدول (4) يوضح نتائج التحليل الكيميائي لزيت محركات السيارات المستعمل.

جدول 3: يوضح بعض خصائص الملدن الفائق وزيت محرك السيارات المستخدم

اسم الشركة المصنعة	اسم الملدن الفائق	نسبة الاستخدام الى وزن الاسمنت	الأساس الكيميائي	اللون
SIKA	Tembo12	تتروح بين 0.2-3%	Scrylic coplmer	سائل بني فاتح
-	زيت محركات سيارات مستعمل	-	-	اسود

جدول 4: يوضح نتائج التحليل الكيميائي لزيت محركات السيارات المستعمل

التركيب الكيميائي	الرمز الكيميائي	النسبة المئوية %
أكسيد الزنك	ZnO	16.6
كلور	Cl	16.5
ثالث أكسيد الكبريت	SO3	35.5
أكسيد الفوسفور الخماسي	P2O5	9.3
أكسيد الحديديك	Fe2O3	0.56
أكسيد الكالسيوم	CaO	16.1
أكسيد الفضة	MgO	1.38

نتائج اختبار الخرسانة في الحالة اللدنة

تم اختبار الخواص اللدنة لخلطات الخرسانة ذاتية الدمك باستخدام اختبار الانسياب لقياس الانسيابية واختبار (صندوق حرف L) لقياس قابلية المرور.

تأثير نسب الزيت مع الملدن الفائق على الخرسانة في الحالة اللدنة

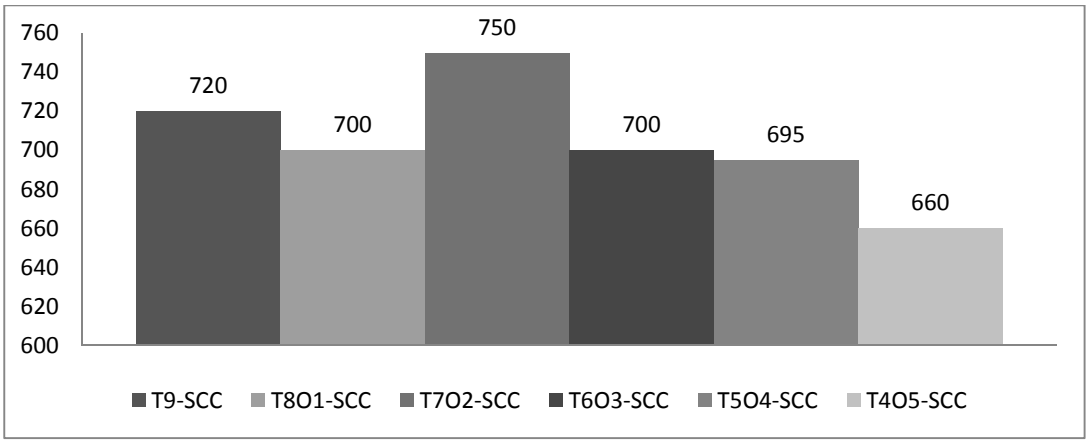
أعطى تأثير تغير نسب الزيت مع الملدن الفائق المستخدم على الخرسانة ذاتية الدمك نتائج مختلفة على الخواص اللدنة للخرسانة، فكانت جميع الخلطات الخرسانية ذات سيولة وانسيابية من الجيدة الى الممتازة داخل حدود المواصفات المستخدمة (EFNARC) **[4]** وتم تدوين النتائج في جدول **(5).**

جدول 5: نتائج اختبارات الخرسانة في حالة اللدنة

رقم الخلطة	رمز الخلطة	قطر الانسياب	حدود المواصفات	صندوق _ L	حدود المواصفات
		(مم)	(مم)	H2/H1	H2/H1
1	T9-SCC	720	850-550	0.8	1 - 0.75
2	T8O1-SCC	700	850-550	0.87	1 - 0.75
3	T7O2-SCC	750	850-550	0.93	1 - 0.75
4	T6O3-SCC	700	850-550	0.83	1 - 0.75
5	T5O4-SCC	695	850-550	0.93	1 - 0.75
6	T4O5-SCC	660	850-550	0.93	1 - 0.75

اختبار الانسياب

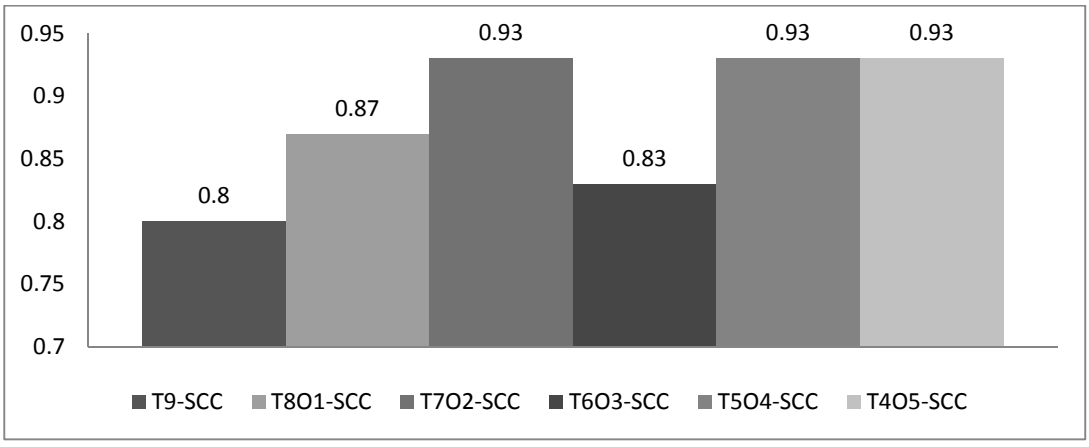
يوضح الشكل رقم (1) نتائج اختبار الانسياب لجميع الخلطات، سجلت جميع الخلطات قطر انسياب ضمن حدود المواصفات الأوروبية (EFNARC) **[4]**, اظهرت الخلطة (T7O2-SCC) اكبر قطر انسياب مقارنة بالخلطات الخمسة الاخرى المستهدفة في هذه الدراسة, وأظهرت الخلطة (T4O5-SCC) أقل قطر انسياب مقارنة بالخلطات الاخرى. وقد لوحظ تحسن في لزوجة وقلة ماء النضح في الخلطات المحتوية على الزيت المستعمل مقارنة بالخلطة المرجعية.



شكل 1: تأثير تغير نسب الزيت مع الملدن الفائق على اختبار الإنسياب

اختبار صندوق حرف L

إن جميع الخلطات اظهرت نسبة ميل (H2/H1) ضمن حدود المواصفات الأوروبية (EFNARC) . ولوحظ أن جميع الخلطات المحتوية على خليط من الزيت المستعمل والملدن الفائق قد اعطت نسبة ميل اقل من الخلطة المرجعية, والشكل **(2)** يوضح نتائج اختبار صندوق L.



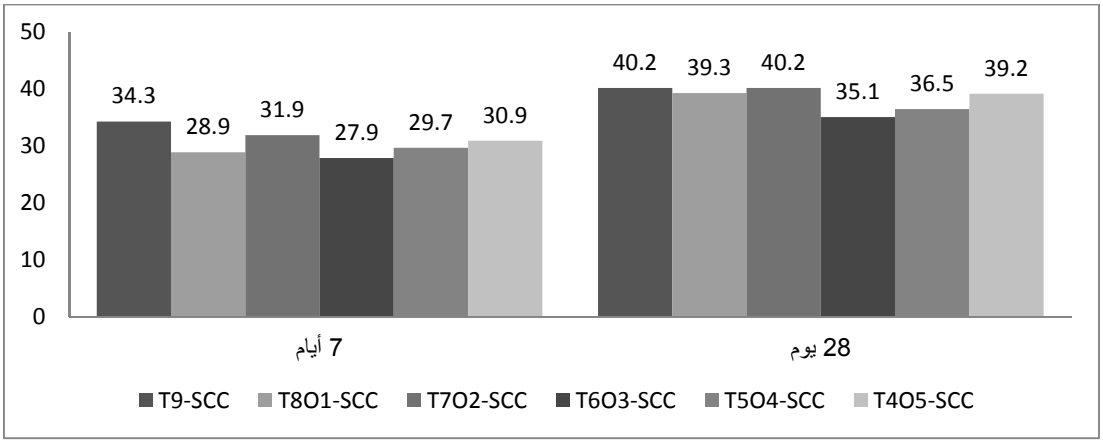
شكل 2: تأثير تغير نسب الزيت مع الملدن الفائق على اختبار صندوق –L

نتائج اختبار المقاومة الضغط

لقياس مقاومة الضغط فقد تم اختبار عدد 36 مكعبًا , والجدول رقم (6) والشكل رقم (3) يوضحان نتائج تأثير تغير نسبة الزيت مع ملدن tembo12 على مقاومة الضغط.

جدول 6: يوضح نتائج مقاومة الضغط لجميع الخلطات

رقم الخلطة	رمز الخلطة	مقاومة الضغط لوحدة (MPa)		
		7ايام	28يومًا	نسبة الزيادة من 7ايام الي 28 يومًا
1	T9-SCC	34.3	40.2	17.20%
2	T8O1-SCC	28.9	39.3	35.98%
3	T7O2-SCC	31.9	40.2	26.01%
4	T6O3-SCC	27.9	35.1	25.80%
5	T5O4-SCC	29.7	36.5	22.89%
6	T4O5-SCC	30.9	39.2	26.86%



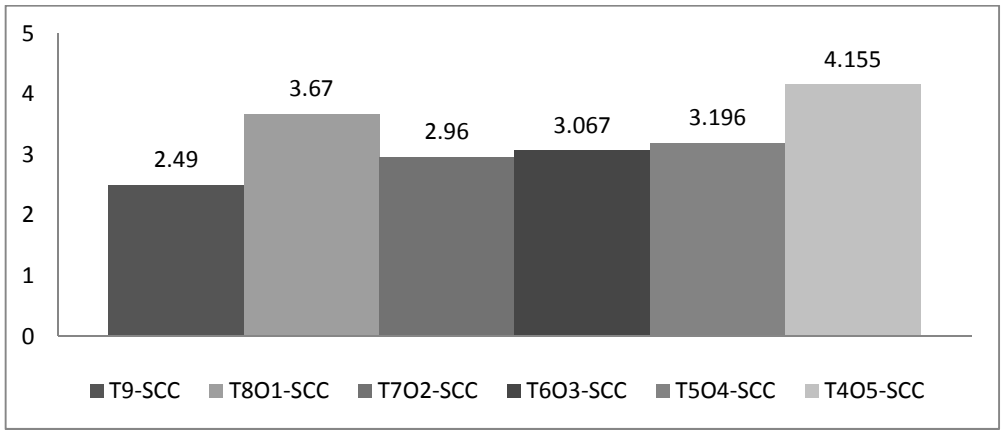
شكل 3: يوضح تأثير تغير نسب الزيت مع الملدن الفائق على مقاومة الضغط الخلطات

نتائج اختبار مقاومة الانحناء

عدد 18 المنشور تمت معالجتها في الماء حتى موعد الاختبار المقرر في هذه الدراسة وهو 28 يومًا حيث تم احتساب قيم المقاومة الانحناء من متوسط عدد 3 عينات لكل خلطة, والجدول (7) يوضح نتائج اختبار مقاومة الانحناء.

جدول 7: يوضح نتائج اختبار مقاومة الانحناء

رقم الخلطة	رمز الخلطة	مقاومة الانحناء(MPa) 28يوم
1	T9-SCC	2.494
2	T8O1-SCC	3.670
3	T7O2-SCC	2.961
4	T6O3-SCC	3.067
5	T5O4-SCC	3.196
6	T4O5-SCC	4.155



شكل 4: تأثير تغير نسب الزيت مع الملدن الفائق على مقاومة الانحناء

النتائج المتحصل عليها توضح أن الخلطة (T4O5-SCC) أظهرت أعلى قيمة لمقاومة الانحناء مقارنة مع جميع الخلطات الأخرى خلال فترة المعالجة 28 يومًا، شكل (4) يوضح نتائج اختبار مقاومة الانحناء.

العلاقة بين مقاومة الضغط ومقاومة الانحناء

من نتائج التجارب المعملية لاختباري مقاومة الضغط ومقاومة الانحناء, تبين أن أقل نسبة لمقاومة الانحناء من مقاومة الضغط كانت للخلطة المرجعية رقم (1) الخالية من زيت محركات السيارات المستعمل وبنسبة 7.3%. بينما كانت اعلى نسبة لمقاومة الانحناء من مقاومة الضغط كانت للخلطة رقم (6) تليها الخلطة رقم (2) وبنسبة مقاومة الانحناء من مقاومة الضغط 13.4% و 12.7% على التوالي. وجدول (8) يوضح نسبة مقاومة الانحناء من مقاومة الضغط لجميع الخلطات.

جدول 8: يوضح نسبة مقاومة الانحناء من مقاومة الضغط لجميع الخلطات

رقم الخلطة	رمز الخلطة	مقاومة الضغط عند 28 يومًا (MPa)	مقاومة الانحناء عند 28 يومًا (MPa)	نسبة مقاومة الانحناء من مقاومة الضغط %
1	T9-SCC	34.3	2.494	7.30%
2	T8O1-SCC	28.9	3.670	12.70%
3	T7O2-SCC	31.9	2.961	9.30%
4	T6O3-SCC	27.9	3.067	11.00%
5	T5O4-SCC	29.7	3.196	10.80%
6	T4O5-SCC	30.9	4.155	13.40%

نتائج الكثافة للمكعبات الخرسانية

يهدف هذا الاختبار إلى تحديد كثافة المكعبات الخرسانية في هذا البحث، حيث تم حساب قيم الوزن من متوسط عدد 3 عينات لكل خلطة عند28يومًا. حيث أعطت الخلطة المرجعية (T9-SCC) والخلطة (T4O5-SCC) أعلى كثافة مقارنة بالخلطات الأخرى المستهدفة في هذه الدراسة.

جدول 9: يوضح كثافة المكعبات لجميع الخلطات

رقم الخلطة	رمز الخلطة	وزن المكعب (g)	حجم المكعب (cm^3)	كثافة الخرسانة (g/cm^3)
1	T9-SCC	8300	3375	2.45
2	T8O1-SCC	8230	3375	2.43
3	T7O2-SCC	8250	3375	2.44
4	T6O3-SCC	7980	3375	2.36
5	T5O4-SCC	8180	3375	2.42
6	T4O5-SCC	8280	3375	2.45

الخلاصة والتوصيات

من خلال الدراسة المعملية التي أجريت وتحليل النتائج يمكن تلخيص النقاط التالية:

1. تحسن في اللزوجة وقلة ماء النضح مع تجانس في خلطات الخرسانة ذاتية الدمك وذلك بإضافة زيت محركات السيارات المستعمل.
2. زيادة قطر الانسياب مقارنة بالخلطة المرجعية عند خلط زيت محركات السيارات المستعمل مع الملدن الفائق بنسبة0.4% الى 1.4% من وزن الاسمنت على التوالي.
3. اضافة زيت محركات السيارات المستعمل حسنت من نتائج الخرسانة ذاتية الدمك في اختبار صندوق حرف L, حيث ان الخلطات المحتوية على الزيت اعطت اقل نسبة ميل مقارنة بالخلطة المرجعية.
4. الخلطات المحتوية على زيت محركات السيارات المستعمل قد اعطت واحدة منها نفس نتيجة مقاومة الضغط للخلطة المرجعية عند 28 يوماً, بينما باقي الخلطات اعطت مقاومة ضغط بنسبة فرق لا تزيد عن 13% مقارنة بالخلطة المرجعية.
5. جميع الخلطات المحتوية على زيت محركات السيارات المستعمل قد أعطت مقاومة انحناء أعلى من الخلطة المرجعية عند 28 يومًا.
6. هذا البحث يعد بمثابة بداية (حيث اننا لم نجد أبحاثاً مشابهة) لهذا نوصي بإجراء بحوث إضافية أخرى لتأكيد نفس النتائج، وكذلك للتحقق من خاصية الديمومة Durability وغيرها.

المراجع

1. Alireza K, John L et al. 2014. Effect of molecular architecture of polycarboxylate ethers on plasticizing performance in alkali-activated slag paste [J]. J Mater Sci, (49):2761–2772.
2. Alone M, Palacios M, et al, 2013. Compatibility between polycarboxylate-based admixtures and blended-cement pastes [J]. Cement and Concrete Composites, (35):151-162.
3. Yamada K, Takahashi T, Hanehara S, et al, 2000. Effects of the Chemical Structure on the Properties of Polycarboxylate-type Super plasticizer[J]. Cement and Concrete Research, 30(2): 197-207.
4. The European Guidelines for Self-Compacting Concrete,2005, Specification, Production and Use. (2005)
5. BS 12: 1996 Specification for Portland Cement. British Standards Institution, 389 Chiswik high road, London, W4 4AC, UK
6. BS 882:1992 Specification for aggregates from natural sources for concrete. British Standards Institution, 389 Chiswk high road, London, W4 4AL, UK, 1992.
7. المواصفات القياسية الليبية رقم 294 لسنة 1988 ف, الخاصة بالمياه المستعملة في الخرسانة, المركز الوطني للمواصفات والمعايير القياسية ،طرابلس..

دراسة الخواص الميكانيكية والحرارية لإضافة البولسترين في الخرسانة

محمد إحسان فوزي عزيز[1]، محمد حسن الشاوش[2]، د. زيدان علي حتوش[3]
1 مهندس مدني، شركة الإنماء لإدارة المشاريع
2 مهندس مدني، شركة الإنماء لإدارة المشاريع
3 عضو هيئة تدريس، قسم الهندسة المدنية، كلية الهندسة، جامعة طرابلس

ملخص

يستدعي التطور العمراني والظروف الاقتصادية منذ الأزل إلى بحث الإنسان عن مواد بديلة رخيصة الثمن ومتوفرة محليا يسهل مناولتها وتقوم بحمايته من تقلبات الطقس المتغيرة. يهدف هذا البحث إلى فهم التغيرات المصاحبة لدمج مادة البولسترين بالخلطة الخرسانية كالتغيير في الكثافة ومقاومة الضغط والمقاومة الحرارية، حيث كانت هذه الدراسة مبنيّة على التجارب التي تضمنها الجانب العملي من اختبارات متعددة تحدد سلوك الخلطة ، منها اختبارات كالضغط والامتصاص والتشغيلية والكثافة والتوصيل الحراري ومنها ثم حساب استهلاك الطاقة ومعدلات التخفيض، وقد تم تلخيص الطريقة التي يتم بها إحلال أو استبدال الركام بمادة البولسترين .

حيث كانت قيم الإحلال بنسب ثابتة ومحددة، تم إختيارها لتخدم أهدافًا معينة في الظروف الطبيعية للمعمل لتحاكي النتائج بمخرجات قريبة من الواقع والمناخ المحلي بكثافة بولسترين= 15 كجم/م^3 وبقطر=2مم ، وبنسبة ثابتة من الماء إلى الأسمنت(w/c=0.45) واستبدال البولسترين من حجم الركام بنسب (eps=%0,20,30,40,50,60)، حيث تم معالجة الخرسانة على مرحلتين (7 أيام، 14 يومًا).

في البداية تمت مقارنة الكثافة بين كل من الخرسانة الاعتيادية و المضافة بالبولسترين وكان الفارق بينهما بنسبة 20%.

ثم تسجيل نتائج مقاومة الضغط لقيم الاستبدال المختلفة بأبعاد مكعبات (0.15×0.15×0.15 سم) وظهرت النتائج في داخل إطار الصلاحية التصميمية للخرسانة وتم اختيار نسبة البولسترين ب 60% والتي اعطت اجهاد ضغط يساوي 30Mpa. لتكون النسبة الأمثل التي أجري عليها باقي الاختبارات المعملية

وقد تم دراسة المقاومة الحرارية ومعدلات إنتقال الحرارة للخرسانة المصممة لعينات عدة بأبعاد إسطوانة (طول=8سم، قطر=10سم) وكانت قيمة العزل الحراري فيها (k=0.51W/m.k). وتم حساب الاحمال الحرارية لمبنى باستخدام خرسانة معزولة واخرى غير معزولة وكان التخفيض في الحمل الحراري بحدود 30% مما ينعكس اقتصاديا في استهلاك الطاقة الكهربائية

كلمات دالة: البولسترين-الخرسانة المرجعية الإعتيادية -عزل حراري-إجهادات خرسانية-الإحلال الجزئي-خلطة خرسانية-إستهلاك طاقة-مناولة-خواص ميكانيكية-الجدوى الاقتصادية.

مقدمة

تمثل هذه الدراسة واحدة من الدراسات التي تتعلق بتحسين خواص الخرسانة سواء الميكانيكية او غيرها ، وتهدف بالدرجة الاولى الى معرفة تأثير اضافة البوليسترين على خواص العزل الحراري للخرسانة . في هذا المجال تناول كيفية انتاج خرسانة خفيفة الوزن مع دراسة شاملة لخواصها الميكانيكية والحرارية، وبينت النتائج أن بزيادة نسبة البولسترين الى الاسمنت وصل التوصيل الحراري إلى 78% من الخلطة المرجعية في حين تقل مقاومة الضغط بعد 28 يومًا الى السدس من المرجعية وتقل الكثافة الى النصف تقريبا كما تناولت الدراسة تأثير الركام الخشن على الخواص الميكانيكية والفيزيائية ومن خلال 9 خلطات خرسانية تدرجت فيها الكثافة من 2335.67 كجم/م^3 الى 1400 كجم/م^3 والموصلية الحرارية انخفضت بنسبة 70% بالإضافة الى دراستين المتعلقة بإنتاج خرسانة خفيفة الوزن عن طريق الاحلال الجزئي للركام باستخدام مادة البولسترين والدراستين توصلتا الى انه بزيادة نسبة البولسترين الى الركام لنسب مختلفة من الماء إلى الإسمنت فان مقاومة الضغط انخفضت بنسبة 75% لكل من 7 ايام و28 يومًا في الدراستين في حين انخفضت الكثافة بنشبة 18% وكذلك الدراسة التي تتعلق بدراسة تأثير التكاليف المصاحبة لتركيب العازل على السمك الامثل، وبينت النتائج أنه كلما زادت كثافة البولسترين من 15 الى 22 كجم/م^3 قل السمك الامثل المطلوب من 6 سم الى 3.5 سم وانخفضت الموصلية .

واعتمدت هذه الدراسة كغيرها أسلوب منهجية التجارب المعملية في جزئها الاول بغرض ايجاد البيانات الدقيقة لنتائج الضغط والعزل الحراري وغيرها لتضمينها في الجزء الثاني المتعلق بحساب الحمل الحراري لعينة ببديلين الاول بدون عزل والثاني بالخليط الجديد .

نأمل ان تشكل هذه الدراسة مدخلا لاستخدام مواد بديلة بخواص تتماشى مع الظروف المناخية الموجودة وما تعانيه البيئة الليبية مما يسمي بالارتياح الحراري داخل المباني والعجز الكهربائي الذي امتد لسنوات، وفي مساهمة من البحاث لتطوير المواد الإنشائية من الناحية الميكانيكية والفيزيائية بمواد متوفرة محليا .

المواد المستخدمة

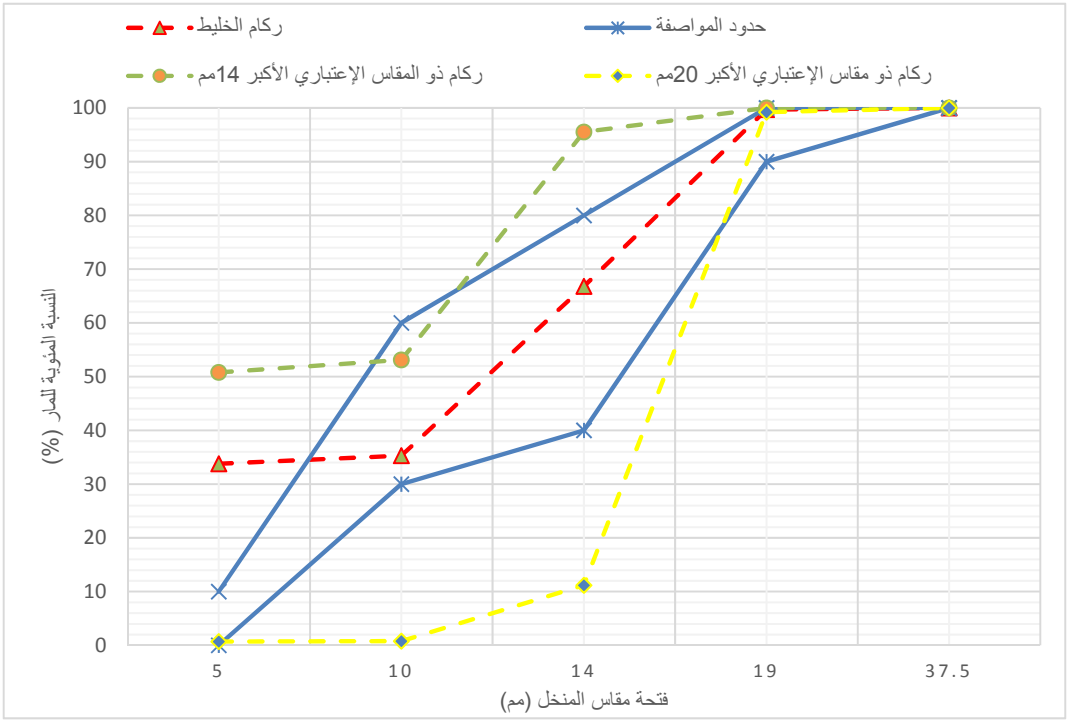
تم استخدام المواد المكونة للخرسانة وهي الاسمنت والركام بنوعيه والماء بالإضافة الى البولسترين والمادة المضافة بغرض خلط البولسترين بالخليط . تم استخدام الأسمنت البورتلاندي والجدول(1) يلخص الخصائص الفيزيائية والميكانيكية للإسمنت المستخدم . بالإضافة الى الركام الخشن المستخدم بثقل نوعي 2.65، وعدل امتصاص 0.3٪ ومعامل صفاء يساوي 2.45. حصى مكسورة بمقاسات 20 مم. يوضح الجدول (2) الخصائص الميكانيكية للركام الخشن المستخدم علاوة على ذلك ، والشكلان (1،2) يوضحان تحليل حجم الحبيبات للركام الخشن والناعم وكذلك ماء الخلط الصالح للشرب . تمت إضافة الملدن (SIKA viscocrete tempo-12) بجرعة (1٪) من أجل التعديل قابلية العمل، وتم استخدام بولسترين ذات مواصفات محددة سيتم تفصيلها في الفقرة القادمة لتركز الدراسة على تأثيرها على الخرسانة

جدول 1: الخصائص الفيزيائية والميكانيكية للأسمنت المستخدم

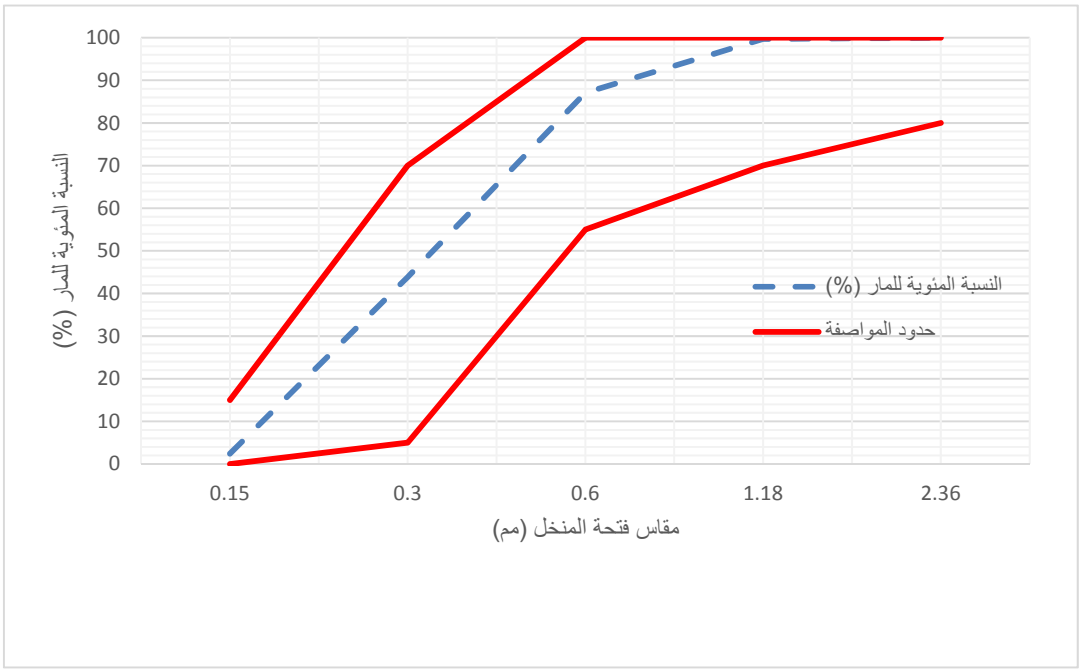
الاختبار	النتيجة	حدود المواصفة	مواصفة الاختبار
القوام القياسي	30%	غير مشروطة	م ق ل 341
زمن الشك الابتدائي	140 دقيقة	لا يقل عن 45 دقيقة	م ق ل 341
زمن الشك النهائي	3.4 ساعة	لا يزيد عن 10 ساعات	م ق ل 341
ثبات الحجم	0.3 مم	لا يزيد عن 10 مم	م ق ل 341
مقاومة الضغط للمونة الأسمنتية عمر 3 أيام	25 ن/مم^2	أعلى من 21 ن/مم^2	م ق ل 341
مقاومة الضغط للمونة الإسمنتية عمر 28 يوم	46 ن/مم^2	أعلى من 39 ن/مم^2	م ق ل 341

جدول 2: نتائج الإختبارات الفيزيائية والميكانيكية للركام الخشن بنوعية

الاختبار	النتيجة		حدود المواصفة	مواصفة الاختبار
	مقاس 14 مم	مقاس 20 مم		
الوزن النوعي Specific gravity	2.657	2.665	2.6-2.7	م ق ل 256
نسبة الإمتصاصAbsorption	0.98%	0.79%	لا تزيد عن 3%	
وزن وحدة الحجومUnit Weight	1451 كجم/م^3	1459 كجم/م^3	1400-1800 كجم/م^3	ASTM C29
معامل التهشيمCrushing Value	20.2%	21.7%	لا تزيد عن 45%	م ق ل 253
معامل الصدمImpact Value	15.5%	20.5%	لا تزيد عن 45%	م ق ل 255



شكل 1 : التدرج الحبيبي للركام الخشن للخليط



شكل 2 : التدرج الحبيبي للركام الناعم

البولسترين يعتبر مادة عازلة للحرارة والصوت وله خاصية خفة الوزن وتحمل الانضغاط بسبب ما تحتويه المادة من هواء داخلها. فهي عبارة عن حبيبات كروية صغيرة الحجم يتم إضافتها كبديل جزئي للركام الخشن، وتساعد على تقليل الكثافة والعزل الحراري. ويبين الجدول (3) خواص البولسترين المستخدم في الخلطة الخرسانية والصورة 1 شكل البولسترين

مادة البولسترين

جدول 3: خواص البولسترين المستخدم في الخلطة الخرسانية

الوصف	
المقاومة الحرارية عند 40 س° ، (متر . س°/ واط)	ألواح جاسئة بيضاء اللون .
الكثافة ، (كغ / م^3)	تتراوح ما بين (25) و (33) .
نفاذية بخار الماء (غرام . متر / ميغانيوتن . ثانية)	تتراوح ما بين (15) و (35) .
امتصاص الماء ، (بالمائة بالحجم)	تتراوح ما بين (0.002) و (0.006) .
مقاومة الكسر بالضغط ، (ن / ملم^2)	يتراوح ما بين (2) و (5) .
ثبات المقاسات	(0.1) عند انضغاط يعادل (10) بالمائة لكثافة (20) كغ / م^3. (0.2) عند انضغاط يعادل (10) بالمائة لكثافة (30) كغ / م^3 .
تأثير عوامل التجوية	ثابت
الاحتراق	يتأثر بالأشعة فوق البنفسجية ويتأكل عند تعرضه فترة طويلة لدرجات حرارة أعلى من أقصى درجة حرارة تشغيلية .
أقصى درجة حرارة تشغيلية ، (س°)	قابل للاحتراق ويولد دخانا ساما ، ويمكن الحصول على نوعيات ذاتية الإخماد .
	(75)

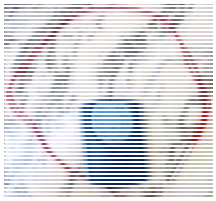
الاختبارات المعملية

اشتمل برنـامج تنفيذ الخلطات على إعداد عدد 42 مكعبًا ذات مقـاس قياسي معلـوم الأبـعاد (15×15×15) سم لقياس المقاومة وتم الخلط معمليا كما بالمواصفات الامريكية في طريقة الخلط والتحضير. وعدد 8 إسطوانات (l=8 cm , d=10 cm) لقياس العزل الحراريو يلاحظ ان ابعاد العينة الخرسانية لقياس العزل الحراري تعتمد على الأسطونة المستخدمة في جهاز قياس العزل كما هو مبين في صورة الخلية الحرارية

لقد اجريت العديد من الاختبارات على الخرسانة وتشمل إختبار درجة التشغيل والامتصاص وتحديد الكثافة ومقاومة الضغط والموصلية الحرارية وسيتم إعطاء تفصيل للاختبار الاخير الخاص بالموصلية الحرارية.

ولقد تم استخدام العديد من الأدوات والأجهزة في هذا الاختبار وتشمل:

1- كمبيوتر شخصي (PC). 2- خلية حرارية لوضع عينات الإختبار. 3- جهاز وحدة التحكم الحرارية POWER SUPPLY30V5A. 4- مستشعر درجة الحرارة (R.T.D). 5-مستشعر درجة الحرارة (S.T.T) النوع Thermocouple المزدوج الحراري. 6- جهاز قارئ البيانات TC-08 Data LOGGER.



جهاز قارئ البيانات

مستشعر درجة الحرارة

جهاز تحكم حراري

الخلية الحرارية

إعداد العينة

ركزت الدراسة على تأثير البوليسترين في الخلطة الخرسانية في التوصيل الحراري، بعد أن تمت عملية الخلطة الخرسانية للأسطوانات المستخدمة في اختبار العزل الحراري منها الخلطة العادية (المرجعية) والخلطة المضافة التي كانت أبعادها بطول 8 سم وقطر 10 سم، وتترك العينة لتتصلد في جو المعمل لمدة 24 ساعة في مكان خالٍ من الاهتزازات والرطوبة في درجة حرارة بين 15 إلى 25 درجة مئوية، لقد تم تجفيف العينة في الفرن لمدة 24 ساعة لتحاكي الواقع عند تنفيذ واستخدام هذه الخرسانة في ظروف العمل الطبيعية، وتركها لتبرد في مكان جاف قبل استخدامها، تم حساب الكثافة الجافة والمبللة باستخدام علاقات الكتلة والحجم لكل حالة على حدة، في الخلطتين تم القيام بأخذ أربع عينات لكل خلطة مرجعية ومضافة، وكل عينة تم حفرها بعمق مختلف (1,3,5,8) سم وكانت العينات الأربع تقريبا بأوزان متساوية في الخلطة العادية وعينات الخلطة المضافة أيضا كانت متساوية.

خطوات الاختبار

1. بعد الإنتهاء من تحضير العينات (المرجعية و المضافة) تم وضع أول عينتين بأعماق 7و5 سم معا ومن ثم باقي العينات بأعماق 3 سم وعند قاعدة العينة ، تم وضعها في جانبي الأسطوانة الداخلية العازلة لجهاز الخلية الحرارية بحجم معين بحيث يضمن تلامس العينة مع قرص التسخين وتغليفها بالورق المقوى لتملأ الفراغ الفاصل بين العينة وقطر الخلية الداخلي ولعزل الحرارة المتسربة في جوانب العينة.
2. لمراقبة تدرج درجة الحرارة على طول كل عينة ، تم وضع مستشعر درجة الحرارة طوليا من خلال الفتحات الجانبية الموجودة وسط العينات في الخلية الحرارية للوصول إلى أعماق 7،5،3،0 سم من المسخن.
3. تم استخدام مستشعر درجة حرارة من نوع S.T.T للتحكم في درجة حرارة قرص التسخين ومراقبتها.
4. بمجرد تحقيق التوازن الحراري يتم تشغيل مصدر طاقة التيار المستمر والتي تبعث درجة حرارة ثابتة 42°C ومن ثم تشغيل الاختبار حتى تحقق الحالة المستقرة عند باقي الأعماق وأخذ القراءة عندها.

تم تنفيذ مجموعة من الخلطات الخرسانية مع ثبوت نسبة الماء للإسمنت واختلاف نسب البوليسترين المستبدل من حجم الركام الخشن، وتم تصميم الخلطات الخرسانية باستخدام المعادلة الحجمية وكان اعتماد الوزن النوعي 2.65 لكل من الركام الناعم والخشن و3.15 للإسمنت و0.14 للبولسترين.

المعادلة الحجمية

$$\frac{W}{1000} + \frac{A}{1000\rho A} + \frac{C}{1000\rho C} = 1\ m^3 \qquad (1)$$

عرض النتائج ومناقشتها

سيتم في هذه الفقرة عرض النتائج المتحصل عليها ومناقشتها من خلال الاختبارات والتجارب المعملية.

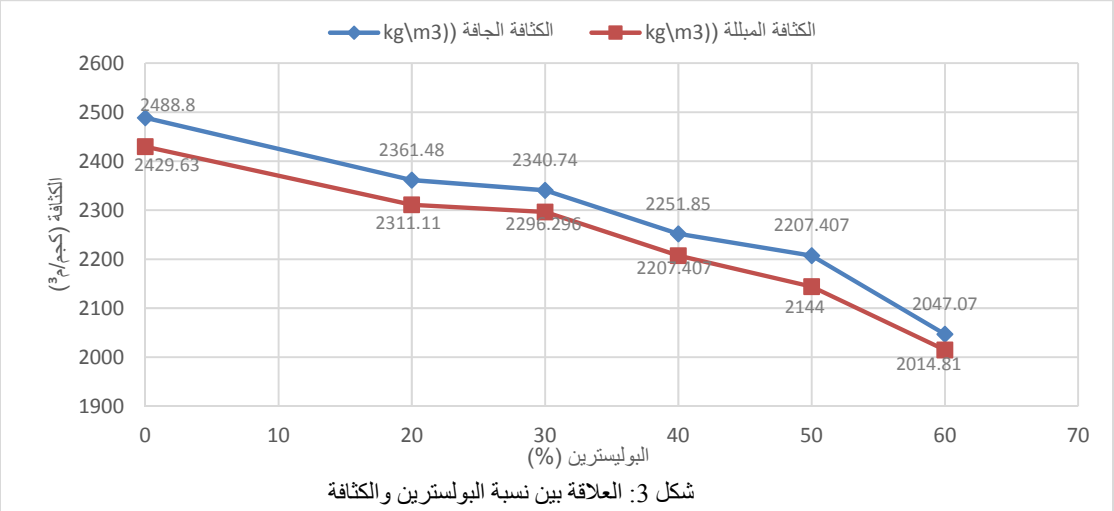
الامتصاص والكثافة

تم في هذا الاختبار حساب التغير في الكثافة المشبعة للمكعبات مع ثبات الحجم لجميع الخلطات حيث تبين من النتائج المتحصل عليها ، انه كلما زادت نسبة البوليسترين قلت الكثافة لأن العلاقة عكسية والكثافة تعكس مدى خفة الوزن للعينات الخرسانية.

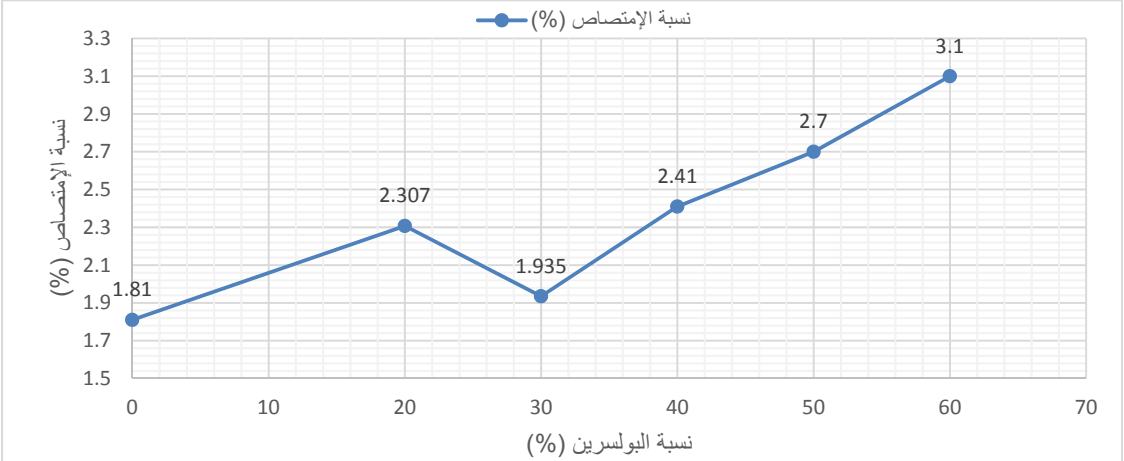
وتم حساب التغير في الإمتصاص حيث تعتمد نسبة الإمتصاص للخرسانة المتصلدة بشكل كبير على نسبة الماء للإسمنت وتعتمد أيضا على محتوى المواد الإسمنتية الرابطة ونوعها ونتائج الإختبار التي تم تنفيذها عند عمر 14 يومًا وكانت العلاقة بين البوليسترين ونسبة الامتصاص طردية، أي كلما زادت نسبة البوليسترين زادت نسبة الامتصاص . ويبين الجدول رقم (4) نتائج اختبارات الامتصاص والكثافة بعد تحويلها الى المتر المكعب. كما يبين الشكلان 3 و 4 العلاقة بين كل من البولسترين والكثافة وكذلك البولسترين والامتصاص.

جدول 4: نتائج اختبارات الامتصاص والكثافة

Polystyrene (%)	الوزن قبل التجفيف(kg)	الوزن بعد التجفيف(kg)	نسبة الإمتصاص(%)	كثافة العينات الجافة(kg/m^3)	كثافة العينات المبللة(kg/m^3)
0	8.45	8.2	1.81	2488.8	2429.63
20	7.98	7.8	2.307	2361.48	2311.11
30	7.9	7.75	1.935	2340.74	2296.296
40	7.55	7.45	2.41	2251.85	2207.407
50	7.45	7.23	2.7	2207.407	2144
60	7	6.8	3.1	2047.07	2014.81



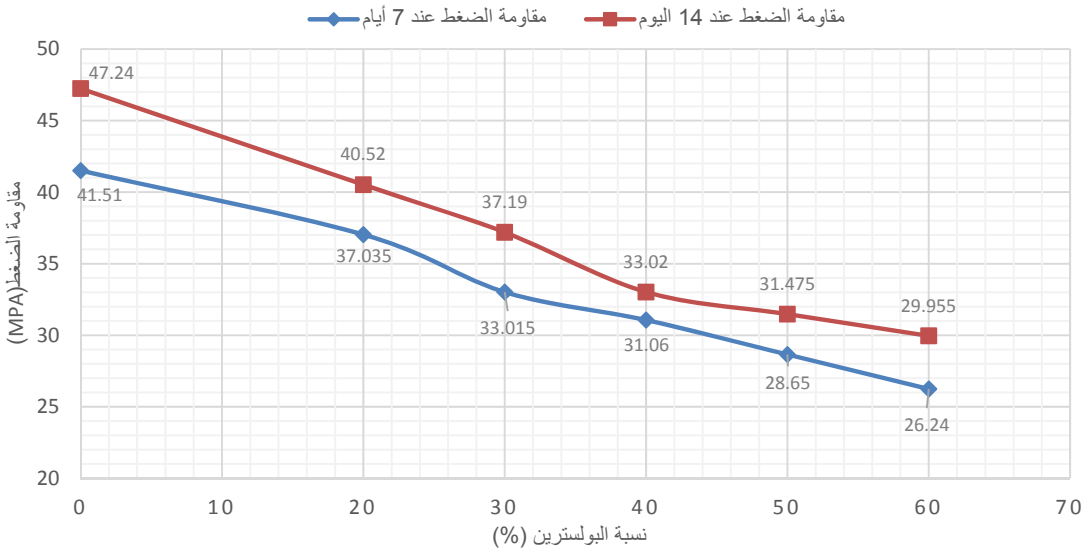
شكل 3: العلاقة بين نسبة البولستيرين والكثافة



شكل 4: العلاقة بين نسبة البولستيرين والامتصاص

مقاومة الضغط

الشكل (5) يبين نتائج اختبار الضغط ونسبة البولستيرين عند 7 أيام و14 يومًا. ويتبين من خلال النتائج المتحصل عليها والشكل أن مقاومة الضغط تتناسب عكسيا مع زيادة نسبة البوليستيرين في الخرسانة وعزا هذا الى أن البوليسترين المستخدم ليس من خواصه الميكانيكية مقاومة الضغط وتبين أيضا أنه يمكن الحصول على مقاومة مقبولة للخرسانة في وجود 60% من البوليسترين في الخلطة ولكن مع إضافة ملدان فائقة. هذا وقد تم اختبار عدد المكعبات 24، بمعدل سرعة الضغط: 6.80



شكل 5: العلاقة بين مقاومة الضغط ونسبة البوليسترين

درجة التشغيلية

تم إجراء اختبار الهبوط ولوحظ أن قيمة الهبوط تقل بزيادة نسبة البولسترين كما هو مبين بالجدول رقم (5)

جدول 5: نتائج اختبار قيمة الهبوط

قيمة الهبوط (mm)	Eps (%)	w/c
198	0	0.45
185	20	
174	30	
157	40	
152	50	
146	60	

الموصلية الحرارية

تم تنفيذ اختبار الموصلية الحرارية على أسطوانات قياسية معلومة الابعاد حيث اختبرت عند حالتين (الخرسانة المرجعية، الخرسانة المضافة بالبوليسترين (في الحالة الجافة) ويبين الجدول (6) والشكل (6) نتائج اختبار الموصلية الحرارية المتغيرة . ومن خلال النتائج المتحصل عليها يتضح ان قيمة العزل الحراري زادت بوجود البوليسترين في الخلطة ، وذلك ناتج عن ان البوليسترين له خواص فيزيائية تعزل الحرارة .

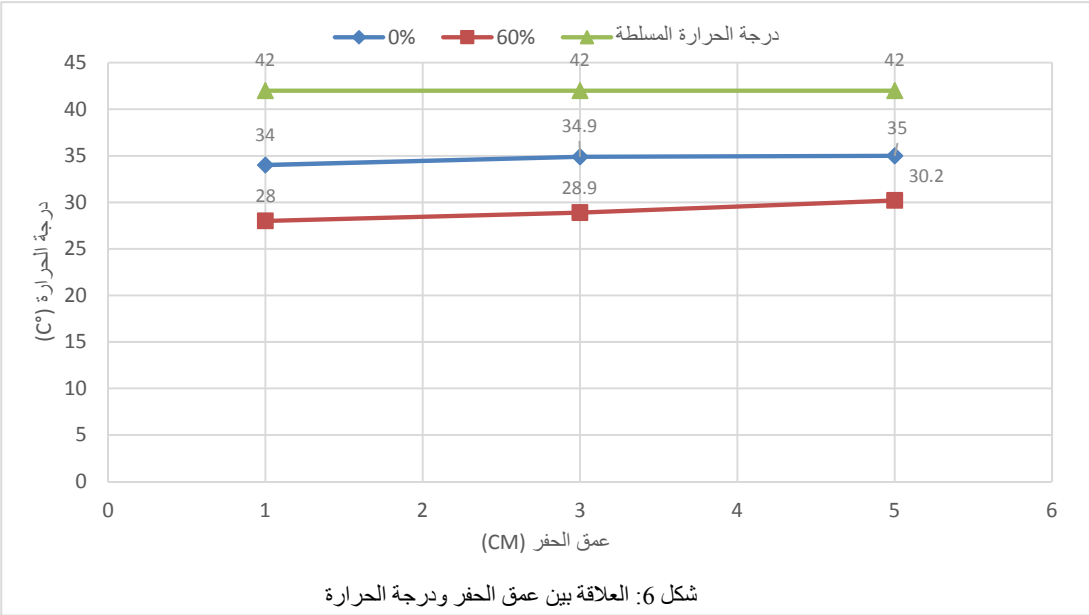
عدد العينات : 8

الجهاز المستخدم : (DC power supply CRXN-305D)

البرنامج المستخدم : (Picolog) الإصدار السابع مدة التجفيف : 24 ساعة ،التيار الكهربائي : 5.83 أمبير ،درجة حرارة تجفيف العينات : 40C°

جدول 6: نتائج اختبار الموصلية الحرارية

w/c	Eps %	تاريخ صب العينات	تاريخ إجراء الاختبار (بعد تجفيف العينات)	أبعاد العينات cm		وزن العينات g	عمق حفر العينات cm	درجة الحرارة المسلطة c°	درجة الحرارة عند كل عمق c°	الفرق في درجة الحرارة c°	الموصلية الحرارية (k)	أوزان العينات G
				قطر	ارتفاع							
0.45	0	2021 12 9	2021 12 14	10	8	1608	1	42	34	8	1.05	1608
						1635	3		34.9	7.1		1635
						1640	5		35.3	6.7		1640
	60	2021 12 15	2021 12 20			1168	1		28	14	0.51	1168
						1170	3		28.9	13.1		1170
						1200	5		30.2	11.8		1200



شكل 6: العلاقة بين عمق الحفر ودرجة الحرارة

وتم حساب الموصلية الحرارية للخرسانة العادية (المرجعية) والمضافة بالبوليسترين، فكانت للخرسانة العادية 1.05(وات/م².ك) وللخرسانة المضافة بالبولسترين 0.51(وات/م².ك).

الأثر الاقتصادي للعزل الحراري (حالة دراسة مبنى سكني نموذجي)

سيتم في هذه الفقرة دراسة الاحمال الحرارية لمبنى سكني نموذجي وسيتم حساب الاحمال الحرارية صيفا وشتاءا لحالتين الاولى عندما يكون المبنى منفد بخرسانة لا تحتوي مادة البولسترين والثانية عندما تكون الخرسانة مضافا اليها مادة البولسترين وفقا لنتائج هذه الدراسة وثم اعتبار ان الخفض في الاحمال الحرارية نتيجة العزل سيكون له أثر اقتصادي وبيئي.

وصف المبنى

يعتبر البناء وحدة سكنية نموذجية في طرابلس الغرب (منطقة السدرة) من تجمع سكني قابل للتكرار ، وستتم المقارنة الاقتصادية للعزل على نفس البناء في الحالتين (الخرسانة عادية أي غير معزولة والخرسانة مضاف لها مادة البولسترين أي معزولة) والعزل يشمل الجدران الخارجية والسطح الأخير للبناء فقط.

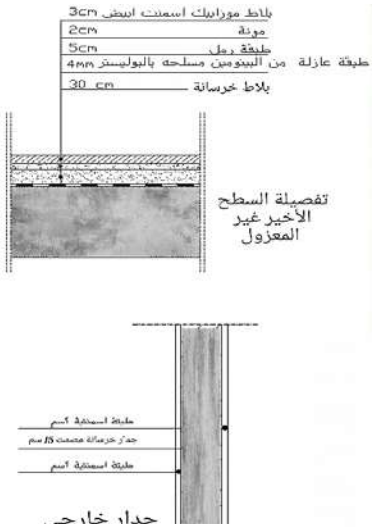
حساب الأحمال الحرارية

لحساب الاحمال الحرارية يستلزم ايجاد معامل الانتقال الحراري خلال الوسط وحسب المعادلة الآتية:

$$U = \frac{1}{Rse+R1+R2+R3+R4+\cdots+Rsi} \quad (\frac{W}{m^2.k}) \qquad (2)$$

وفيما يلي قيم المقاومات الحرارية R للعناصر المستخدمة في التفصيلات المعمارية { W / m².C° }:

1. طينة إسمنتية كثافة (1850 كجم/م³) سماكة 2سم (R=0.0278).
   بلاط خرساني سماكة 30سم (R=0.286).
2. حائط خرساني سماكة 15سم (R=.0.143).
3. بلاط خرساني معزول سماكة 30سم (R=0.0303).
4. حائط خرساني معزول سماكة 15سم (R=0.294).
5. رمل كثافة (1500 كجم/م³) سماكة 5سم (R=0.1667).
6. بلاط موزاييك أبيض كثافة (1900 كجم/م³) سماكة 3سم (R=0.0303)
7. مقاومة السطوح الخارجية للأسقف شديدة التعرض للرياح (R=0.020).
8. مقاومة السطوح الخارجية للجدران (R=0.030).
9. مقاومة السطوح الداخلية للأسقف (R=0.10).
10. مقاومة السطوح الداخلية للجدران (R=0.13).



قطاعات غير معزولة

الحالة الاولى المبنى غير معزول

الأسقف

المكونات :

1- بلاط موزاييك أبيض سماكة 3سم (R1=0.0303).
2- طينة إسمنتية سماكة 2سم (R2=0.0278).
3- رمل سماكة 5سم (R3=0.1667).
4- خرسانة سمكها 30سم ($R4 = \frac{0.3}{1.05} = 0.286$).
5- مقاومة السطوحي الخارجية للأسقف شديدة التعرض للرياح (R5=0.020).
6- مقاومة السطوح الداخلية للأسقف (R6=0.10).

حساب معامل انتقال الحرارة الكلي :

$$U = \frac{1}{0.0303+0.0278+0.1667+0.286+0.020+0.10} = 1.585 \quad (\frac{W}{m^2.k}) \qquad (3)$$

الجدران

المكونات:

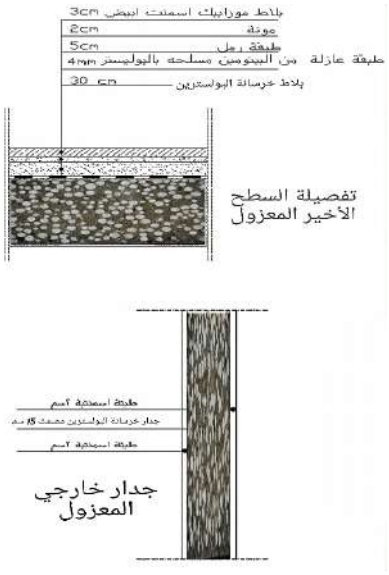
1- طبقتان من الطينة الإسمنتية سماكة 2سم (R2=0.0556).
2-خرسانة سمكها 15سم ($R4 = \frac{0.15}{1.05} = 0.143$).
3- مقاومة السطوح الخارجية للجدران (R=0.030).
4- مقاومة السطوح الداخلية للجدران (R=0.13).

حساب معامل انتقال الحرارة الكلي :

$$U = \frac{1}{0.143+0.0556+0.030+0.13} = 2.7886 \quad (\frac{W}{m^2.k}) \qquad (4)$$

الحالة الثانية المبنى معزول

الأسقف



قطاعات معزولة

المكونات :

1- بلاط موزاييك أبيض سماكة 3سم (R1=0.0303).
2- طينة إسمنتية سماكة 2سم (R2=0.0278).
3- رمل سماكة 5سم (R3=0.1667).
4- خرسانة المضافة بالبوليسترين سمكها 30سم ($R4 = \frac{0.3}{0.51}$ =) (0.588).
5- مقاومة السطوح الخارجية للأسقف شديدة التعرض للرياح (R5=0.020).
6- مقاومة السطوح الداخلية للأسقف (R6=0.10).

حساب معامل انتقال الحرارة الكلي :

$$U = \frac{1}{0.0303+0.0278+0.1667+0.588+0.020+0.10} = 1.072 \quad (\frac{W}{m^2.k}) \quad (5)$$

الجدران :

المكونات:

1- طبقتان من الطينة الإسمنتية سماكة 2سم (R1=0.0556).
2- خرسانة سمكها 15سم ($R2 = \frac{0.15}{0.51} = 0.294$).
3- مقاومة السطوح الخارجية للجدران (R3=0.030).
4- مقاومة السطوح الداخلية للجدران (R4=0.13).

حساب معامل انتقال الحرارة الكلي :

$$U = \frac{1}{0.294+0.0556+0.030+0.13} = 1.9623 \quad (\frac{W}{m^2.k}) \quad (6)$$

يبين الجدول (7) معاملات الانتقال الحراري Uلعناصر وتركيبات المبنى ويبين الجدول 8 معاملات التوجيه Fo لعناصر البناء.

جدول 7: معاملات الانتقال الحراري لعناصر وتركيبات البناء السكني[6]

عناصر البناء	التوجيه	مساحة العنصر [m²]	معامل الانتقال الحراري للبناء المعزول [W/m²K]	معامل الانتقال الحراري للبناء غير المعزول [W/m²K]
الجدران الخارجية	شمال	104.199	1.9623	2.7886
	شرق	73.6	1.9623	2.7886
	جنوب	110.67	1.9623	2.7886
	غرب	95.334	1.9623	2.7886
النوافذ الزجاجية	شمال	18.61	3.2	5.6
	جنوب	3.71	3.2	5.6
	شرق	6.96	3.2	5.6
السقف الأخير		94.98	1.072	1.585

جدول 8: معاملات التوجيه لعناصر البناء [6]

التوجيه Orientation	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW	Roof
Fo	1.2	1.15	1.1	1.05	1	1.1	1.2	1.2	

حساب الأحمال الحرارية للبناء

يبين الجدولان (9 و 10) الاحمال الحرارية المحسوبة شتاءا وصيفا للحالتين المعزول وغير المعزول والذي نتج عنه تخفيض بنسبة 30% تقريبا في الحالتين، هذا ويتم حساب الأحمال الحرارية للبناء وفق المعادلة العامة :

$$Q = U \cdot A \cdot (t0 - tr) \cdot Fo \cdot Fs \quad (W) \qquad (7)$$

حيث:

Q الحمل الحراري الكلي (W) U معامل الانتقال الحراري لعنصر البناء ($W/m^2C°$)

A مساحة العنصر (m^2) Fs معامل الأمان للحمل و قيمته (1.1)

to درجة الحرارة الخارجية (C°) نفترض أنها : 2 درجة مئوية في الشتاء ، 38 درجة مئوية في فصل الصيف.

tr درجة الحرارة الداخلية التصميمية (C°) نفترض أنها : 18 درجة مئوية في الشتاء و24 في الصيف

جدول 9: الأحمال الحرارية Wالشتوية للبناء السكني في الحالتين (معزول وغير معزول)

عناصر البناء	التوجيه	مساحة العنصر $م^2$	الحمل الحراري للبناء المعزول	الحمل الحراري للبناء غير المعزول
الجدران الخارجية	شمال	104.199	2429.1	3451.9
	شرق	73.6	1572.75	2235
	جنوب	110.67	2364.2	3360.75
	غرب	95.334	2037.4	2895.15
النوافذ الزجاجية	شمال	18.61	707.3	1237
	جنوب	3.71	129.2	226.2
	شرق	6.96	220.5	385.86
السقف الأخير		94.98	1108.4	1639.35
الحمل الشتوي الكلي			10568	15431.4

جدول 10: الأحمال الحرارية W الصيفية للبناء السكني في الحالتين (معزول وغير معزول)

عناصر البناء	التوجيه	مساحة العنصر م^2	الحمل الحراري للبناء المعزول	الحمل الحراري للبناء غير المعزول
الجدران الخارجية	شمال	104.199	4318.4	6136.71
	شرق	73.6	2796	3973.33
	جنوب	110.67	4203	5974.66
	غرب	95.334	3622	5146.93
النوافذ الزجاجية	شمال	18.61	1257.4	2199.11
	جنوب	3.71	229.7	402.133
	شرق	6.96	392	685.97
السقف الأخير		94.98	1907.5	2914.4
الحمل الصيفي الكلي			18787.5	27433.6

الخلاصة

من خلال نتائج هذه الدراسة والبحث العلمي لاستخدام البولسترين في الخلطات الخرسانية يمكن تلخيص الاتي :

1. نتائج مقاومة الضغط للعينات التي تحتوي على بولسترين كانت بين (41.95mpa و24.55) في 7 أيام و(48.1mpa و29.67) في 14 يومًا وكانت العلاقة عكسية أي كلما زادت نسبة البولسترين قلت مقاومة الضغط حيث تم الوصول الى الهدف المرجو منه من هذه النتائج بالحصول على مقاومة ضغط تجعل الخرسانة صالحة للاستعمال الإنشائي إلى حد نسبة البولسترين 60% بمقاومة ضغط صالحة للتصميم والتحميل الإنشائي بمحتوى مائي 0.45.
2. نتائج الكثافة للعينات المكعبة في الحالة المبللة بين(2488.8kg/m^3 و2047.07) وفي الحالة الجافة بين (2429.63kg/m^3 و2014.81) ووزن العينات الإسطوانية بين (1608g و1200) وهذه نتيجة تثبت إنه يمكن الحصول على خرسانة خفيفة نسبيا عند إضافة البولسترين حيث كانت قيمة الخفض في الكثافة الى 20%.
3. نتائج الامتصاص المتحصل عليها كانت طردية مع نسبة البولسترين اي كلما زادت نسبة الإضافة زاد الامتصاص.
4. نتائج اختبار التشغيلية تضع علاقة عكسية بين البولسترين والتشغيلية حيث كلما زادت نسبة البولسترين قلت التشغيلية وقد يرجع السبب الى إضافة البولسترين في الخلطة. حيث يمكن استخدام هذا النوع من الخرسانات في الأغراض الانشائية كالخرسانات سابقة الصب.
5. نتائج اختبار الموصلية الحرارية للمادة رسمت علاقة بين زيادة نسبة البولسترين والعزل الحراري ثم اختبار الموصلية الحرارية في عينة ال 60% من البولسترين لتصل قيمة الموصلية في هذه الخرسانة إلى= 0.51W/m.k مقارنة بالخرسانة المرجعية التي تحمل قيمة 1.01 W/m.k كموصلية حرارية.
6. لا يوجد تأثير ملحوظ للمقاس الأكبر للركام الخشن على مقاومة الضغط ولكن بصفة عامة كلما قل المقاس الأكبر للركام زادت المقاومة.
7. نتائج دراسة الجدوى الإقتصادية عبرت عن أهمية الدراسة ومجال الاستفادة منها، ووضع قيم تثبت مقدار التوفير إقتصاديا واستهلاكيا من حيث التقليل في قيم الأحمال حراريا شتاء وصيفا لتجعل الفراغ الداخلي للمبنى مريحًا أكثر للإستخدام عن غيره غير المعزول مع تقارب سعر التأسيس لكليهما.

المراجع

1. إنتاج خرسانة جديدة خفيفة الوزن مع دراسة بعض خصائصها الميكانيكية والحرارية. (يوسف خلف يوسف) Iraqi journal of civil engineering.
2. تأثير الركام الخشن الخفيف الوزن من الصخور الطينية والثرمستون على الخواص الميكانيكية والفيزيائية للخرسانة. (عماد خلف احمد الجبوري) 2017 10(1) diyala journal of engineering sciences.
3. إنتاج خرسانة إنشائية خفيفة عن طريق الإحلال الجزئي للركام الخشن بالبولسترين المعاد تدويره. (زينب العرادي ،ليلي عبد السلام) خريف2018 جامعة طرابلس-قسم الهندسة المدنية.

4. استخدام مادة البولسترين كبديل جزئي للركام الخشن في الخلطة الخرسانية. (قصي أبوسبيته ،على تركمان) ربيع2015 جامعة طرابلس-قسم الهندسة المدنية.
5. تأثير التكاليف المصاحبة لتركيب العازل على السمك الأمثل وفترة الاسترداد على الجدران الخارجية للمباني. (مهاب البزنطي ،أحمد شنشن) خريف 2020ف جامعة طرابلس-قسم الميكانيكا.
6. ".م.و.ا.و.العرب، " الكودات العربية الموحدة لتصميم وتنفيذ المباني – كودة العزل الحراري.

تنفيذ خرسانة عالية المقاومة ذاتية الدمك باستخدام المواد المحلية

إبراهيم محمد أبو سنينة[1]، سناء عبد الستار الباجقني[2]
1 أستاذ مساعد بقسم الهندسة المدنية، جامعة مصراتة - ليبيا
2 مهندس استشاري في شركة البنيان للاستشارات الهندسية، طرابلس - ليبيا

ملخص

شَـهدت الدول المتحضـرة والتجاريـة والصـناعية نهضـة عمرانيـة كبيـرة فـي السـنوات الماضـية فـي مختلـف أنحـاء العـالم، وتـم التوجّــه فـي البنـاء إلـى التوسـع الرأسـي بـدلاً مـن التوسـع الأفقـي لاسـتغلال المسـاحات وخاصـة فـي المـدن الصـغيرة المكتظة بالسكان. وأصبح هنـاك تنـافس فـي بنـاء الأبـراج السـكنية والتجاريـة الشـاهقة الارتفـاع والتـي يتطلـب بناؤها مظهراً معمارياً مميزاً ذات انحنـاءات واخـتلاف فـي مقاطعهـا وأشـكالها ممـا تطلـب فـي تصـميمها نظامـاً إنشـائياً خاصاً. ففي الكثير من الأحيان يتطلب التصميم تقليصًا في مقاطع الأعمدة والحوائط مع كثافة عالية للتسليح، وبالتـالي تحتاج إلى استخدام خرسانة ذات مواصفات خاصة تفي بمتطلبات مقاومة الإجهادات العالية ومتطلبـات سـهولة الصـب والتشكل داخل القوالب. ونظراً لخصوصية هذه المتطلبات من حيث التصميم والتنفيذ كان للخرسانة عالية المقاومة الذاتية الدمك دور بارز في تنفيذ مثل هذه الأعمال.

تقدم هذه الورقة دراسة معملية لتنفيذ خرسانة عالية المقاومة ذاتية الدمك من المواد الأساسية المتوفرة بالسوق المحلي (الإسمنت والركام والماء) لتلبي المتطلبات التصميمية والعمل الموقعي، شَمِلت إجراء اختبارات على المواد المتوفرة وعمل خلطات تجريبية باستخدام نسبة الماء للمواد الإسمنتية الرابطة 0.34، واستخدام مادة السليكافيوم لتحسين تجانس الخرسانة في الحالة اللدنة ولضمان الحصول على مقاومة الضغط العالية في الحالة المتصلدة. وأجرى عدد من الاختبارات على الخرسانة في الحالة اللدنة شملت؛ اختبار الانسياب الحر ومؤشر الاستقرار البصري واختبار الحلقة المعدنية واختبار القُمع واختبار الصندوق حرف (L) بالإضافة إلى اختبار مقاومة الضغط للخلطات لدراسة الحالة المتصلدة في عمر 3، 7، 28، 56، 90 يومًا على التوالي، وتم تقييم النتائج وفقاً للمواصفات ذات العلاقة.

تم الحصول على نتائج مُرضية في اختبارات الخرسانة في الحالة اللدنة فقد تجاوز الانسياب الحر 750مم، وكذلك في اختبار مقاومة الضغط حيث وصلت نتائج مقاومة الضغط للمكعبات إلى 91 ن/مم^2 عند 28 يوم، وإلى 124 ن/مم^2 عند 90 يوماً.

كلمات دالة: الخرسانة ذاتية الدمك – الخرسانة عالية المقاومة – سليكافيوم – مقاومة الضغط

مقدمـــة

شهد استخدام الخرسانة عالية المقاومة (HSC) تطورًا تدريجيًا ومستمرًا على مدار سنوات عديدة، ففي خمسينيات القرن الماضي كانت الخرسانة ذات مقاومة ضغط 35 ن/مم^2 تعتبر خرسانة عالية المقاومة. وفي الستينيات تم إنتاج خرسانة ذات مقاومة ضغط 52 ن/مم^2. ثم في أوائل السبعينيات تم تطويرها لتحقق مقاومة ضغط 62 ن/مم^2. وفي وقتنا الحاضر وصلت مقاومتها 140 ن/مم^2 وربما أكثر من ذلك. وفي دراسة أخرى توصل البحّاث إلى تحقيق مقاومة ضغط 800 ن/مم^2 [1 ,2] لها مواد أولية ذات خصائص خاصة. ويبحث خبراء تطوير الخرسانة إلى أن تكون الخرسانة عالية المقاومة لها أداء انسيابي عالٍ أيضاً لا تحققه إلا الخرسانة ذاتية الدمك.

ازداد التنافس في بناء الأبراج السكنية والتجارية الشاهقة الارتفاع منذ بداية القرن الحادي والعشرين والتي يتطلب بناؤها مظهراً معمارياً مميزاً ذات انحناءات واختلاف في مقاطعها وأشكالها، مما تطلب تصميمها نظاماً إنشائياً خاصاً، ففي الكثير من الأحيان يتطلب التصميم تقليص في مقاطع الأعمدة والحوائط مع كثافة عالية للتسليح، وبالتالي تحتاج إلى استخدام خرسانة ذات مواصفات خاصة تفي بمتطلبات مقاومة الإجهادات العالية ومتطلبات سهولة الصب والتشكل داخل القوالب والشدّات[3]. فكان للخرسانة عالية المقاومة الذاتية الدمك دور بارز في تنفيذ مثل هذه الأعمال.

الهدف من الدراسة

تصميم خلطة خرسانية باستخدام المواد الأساسية (الإسمنت والركام والماء) المتوفرة محلياً ذات خصائص انسيابية عالية ومقاومة ضغط لا تقل عن 77ن/مم^2 عند 28 يومًا، بهدف استخدامها في تنفيذ خرسانات المباني عالية الارتفاع High Rise Buildings. حيث إن هذه المنشآت عادةً ما يكون تسليحها كثيفًا مما يتطلب خرسانة ذات مواصفات عالية من حيث المقاومة ودرجة التشغيل لا تتحقق إلا باستعمال الخرسانة عالية المقاومة ذاتية الدمك.

البرنامج المعملي

المواد المستخدمة للدراسة

الإسمنت -- تم استخدام الإسمنت البورتلاندي العادي Ordinary Portland Cement المنتج محليًا، ويرمز له (42.5 N) مُطابقاً للمواصفة القياسية الليبية رقم 340 لسنة 2009 [4] ومورد من مصنع البرج للإسمنت الكائن في مدينة زليتن، وزنه النوعي 3.14، ونعومته 3126 سم^2/جم، مقاومة الضغط عند 28 يومًا 55.4 ن/مم^2.

الإضافات المعدنية -- تم استخدام السليكافيوم، وتعتبر من المواد البوزلانية أو الإسمنتية المكمّلة، حيث إن المادة الأساسية في تركيبها أكسيد السليكون، ولها نعومة عالية تصل إلى (200,000سم^2/جم) أي أنها تفوق نعومة الإسمنت بحوالي 100 مرة[5]. وزنها النوعي(2.2). واستخدمت في الخلطات المنفذة كنسبة وزنية بديلة للإسمنت البورتلاندي.

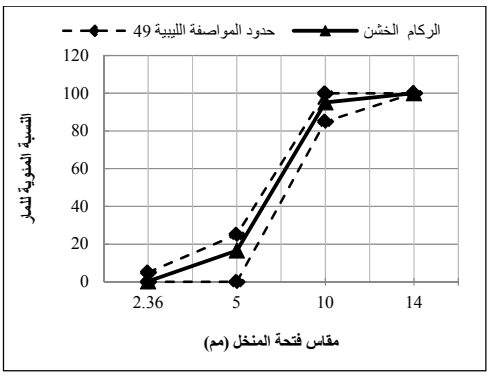
لاستخدام السليكافيوم في الخلطات الخرسانية مزايا عديدة، فهي تزيد من التماسك، وتخفّض من النضحBleeding والانفصال الحبيبي Segregation، كما أنها تخفض من حرارة التميؤ وخاصة في حالة استخدام المحتوى العالي من الإسمنت في المناطق الحارة وفي الخرسانة الكتلية، كما أنها تخفض أيضاً من نفاذية وامتصاص الخرسانة للرطوبة والمداهمات الكيميائية وتزيد من مقاومة الضغط وقوة التماسك بين قضبان التسليح والخرسانة.

الركام الخشن -- يراعى عند اختيار المقاس الاعتباري الأكبر للركام أن يتناسب مع كثافة حديد تسليح العنصر حتى تنساب الخرسانة بكل سهولة ويسر داخل القالب دون حدوث أي عرقلة أو أي انفصال لحبيبات الركام عن العجينة الإسمنتية، والكثير من المراجع والمواصفات تنصح أن لا يزيد المقاس الاعتباري الأكبر للركام الخشن عن 20مم للحصول على الخصائص الانسيابية المطلوبة في الخرسانة ذاتية الدمك [6].

استخدم للدراسة مقاس واحد من الركام الخشن بحجم 10مم، ومورد من محجر جهاز السكة الواقع في غريان، وهو صخر ناري اسمه Phonolite، وأجرى له عدة اختبارات للتأكد من مدى مطابقته للمواصفة الليبية رقم 49 لسنة 2002[7]. ويوضح جدول 1 نتائج اختبار الوزن النوعي ونسبة الامتصاص للركام الخشن المستعمل في تنفيذ خلطات الدراسة، بينما يوضح شكل 1 منحنى التدرج الحبيبي له.

جدول1: نتائج اختبار الوزن النوعي والامتصاص ومعامل التهشيم للركام الخشن

اسم الاختبار	النتيجة	حدود المواصفة [7]
الوزن النوعي Specific Gravity	2.507	2.7 – 2.5
نسبة الامتصاص Absorption	%0.43	لا تزيد عن 3 %
معامل التهشيم Crushing Value	%16.7	لا يزيد عن 45%



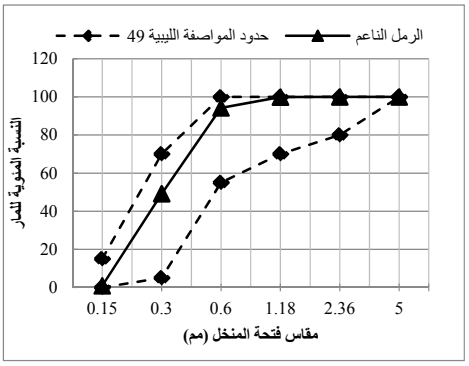
شكل 1: منحنى التدرج الحبيبي للركام الخشن مقاس (10مم)

الركام الناعم -- يلعب الركام الناعم دورا مهما في الخلطة، ويعدّ تأثيره أكبر بكثير من تأثير الركام الخشن. ويجب أن يحتوي الركام الناعم على مقاسات حبيبات تقل عن 0.125 مم مع مراعاة اختيار نسبة الماء للإسمنت وجرعة ملدن مناسبة لما للحبيبات الناعمة تأثير على انسيابية الخرسانة، فهي تعمل على خفض قابلية التشغيل. وينصح أن تكون نسبة الركام الناعم بين 48 و55٪ من إجمالي الوزن الكلي للركام[6]. ووجد أن أفضل أداء للخرسانة عندما يتراوح معامل النعومة Fineness Modulus (FM) بين 2.8 و 3.2 [2].

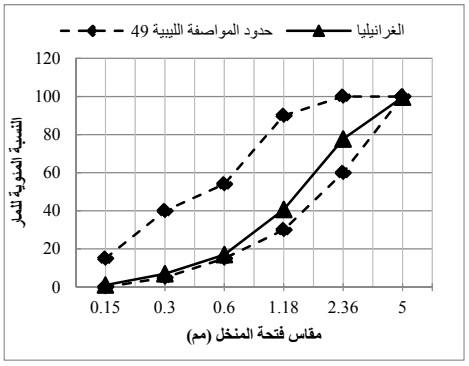
تم استعمال نوعين من الركام الناعم وذلك لغرض الحصول على ركام ذي معامل نعومة يحقق الخصائص الانسيابية المطلوبة بعد خلطهما بنسبة مدروسة. شمل كل من الرمل الطبيعي من منطقة أبوروية في مدينة مصراته، وغرانيليا بحجم متوسط 2.36 مم من محجر جهاز طرق السكك الحديدية بمدينة غريان. وكانت نسبة خلط الرمل: الغرانيليا هي 1:4. ويوضح الشكلان 2، 3 منحنى التدرج الحبيبي لكل منها وحدود تدرج المواصفة القياسية الليبية الخاصة بركام الخرسانة من المصادر الطبيعية[7]. ويبين جدول 2 خصائص نوعي الركام الناعم المستخدمين في تنفيذ الخلطات.

جدول2: نتائج اختبار الوزن النوعي والامتصاص ومعامل النعومة للركام الناعم

اســـم الاختبـــــار	الرمل	الغرانيليا
الوزن النوعي Specific Gravity	2.7	2.598
نسبة الامتصاص Absorption	% 0.7	% 1.32
معامل النعومة Fineness modulus	1.56	3.99



شكل 2: منحنى التدرج الحبيبي للركام الناعم من منطقة أبوروية في مدينة مصراته



شكل 3: منحنى التدرج الحبيبي للركام الناعم من محجر جهاز طرق السكك الحديدية بمدينة غريان (الغرانيليا)

المـاء -- استخدم لتنفيذ الخلطات الخرسانية ماء صالح للشرب من الشبكة العامة.

الإضـافات الكيميائيـة -- تم استعمال نـوع واحد من الإضـافات الكيميائيـة والـذي يعمل علـى تقليل المـاء فـي الخلطـة الخرسانية، يعرف بماستر قلينيوم Master Glenium 51، ويعتمد فـي تركيبـه الكيميـائي علـى بوليمرات الإثير، لـه العديد من المزايا والفوائد فهو يزيد من قابلية التشغيل ويعتبر مفيدًا في الخرسـانة الكثيفـة التسليح، ونظـراً لقدرتـه علـى الخفض من استخدام مـاء الخلـط فهو يمنـح الخرسـانة المتصـلدة مقاومـة ضـغط عاليـة ونفاذيـة وامتصاصًـا منخفضـين، ومظهرًا سطحيًا نظيفًا ذا جودة عالية خاليًا من التعشيش.

نسب الخلط

تم تصميم الخلطة الخرسانية بالطريقة الحجمية، وتم الاعتماد على إجراء التعديلات على نسب الخلط وفقاً لطريقة المحاولة والخطأ لضمان الحصول على خلطة خرسانية ذاتية الدمك متجانسة المواد ولها مقاومة جيدة للانفصال الحبيبي وعالية المقاومة تتجاوز 70 ن/مم^2 عند 28 يومًا. على أن تفي أيضاً بتوصيات المرجع الخاص بالخرسانة ذاتية الدمك لسنة 2005 وهي توصيات لاتحاد جامعات أوروبية عدة تهتم بشأن تطوير الخرسانة [6]. وفيما يلي توصياتها:

أ. كمية الركام الخشن في المتر المكعب تتراوح بين (750 و1000) كجم.

ب. المواد الناعمة في المتر المكعب تتراوح بين (380 و600) كجم.

ج. ماء الخلط في المتر المكعب يتراوح بين (150 و210) كجم.

د. نسبة الركام الناعم من الركام الكلي في المتر المكعب يتراوح بين (48 و55) % وزناً.

وتم إعداد مقترحات التصميم بحيث توافق ما أشير له أعلاه والمدونة كذلك في الجدول رقم 3. وتم تنفيذ الخلطات بتعديل نسبة السليكافيوم مقارنة بوزن الإسمنت، وذلك بهدف زيادة المواد الناعمة حتى يتم ضبط لزوجة الخلطة، والحد من ظاهرة النضح، والحصول على خرسانة مضمونة الدمك الذاتي (نتيجة اختبار الانسياب الحر Slump Flow المستهدف أكبر من 650 مم)، وكذلك الحصول على مقاومة الضغط المطلوبة من هذه الدراسة. وتم التوصل إلى أفضل نسب خلط تحقق متطلبات الأداء كما مبين في الجدول 3.

جدول3: نسب الخلط المستخدمة في تنفيذ الخلطات مقارنة مع التوصيات الأوروبية لسنة 2005 [6]

المكونات	الكمية (كجم/م^3)	حدود التوصيات الأوروبية [6]
مواد رابطة (إسمنت)	550 كجم/م^3	----
سليكافيوم	66 كجم/م^3 "ما يعادل 12% من وزن الإسمنت"	12-10 % من وزن الإسمنت
مواد ناعمة powder (الإسمنت + السليكافيوم)	616 كجم/م^3 "أعلى من التوصيات بقيمة بسيطة بهدف الحصول على التجانس المطلوب"	380 – 600 كجم/م^3
ماء الخلط	209 كجم/م^3	150 – 210 كجم/م^3
الركام الخشن	774 كجم/م^3	750 – 1000 كجم/م^3
الركام الناعم (الرمل + الغرانيليا)	909 كجم/م^3 "ما يعادل 54% من وزن الركام الكلي"	(48-55) % من وزن الركام الكلي
نسبة الماء للمواد الناعمة (بالوزن)	0.34	0.48 -0.26

اختبارات الخرسانة في الحالة اللدنة

نظراً لخصوصية الخرسانة من حيث انسيابها العالي بالمقارنة مع الخرسانة التقليدية فإنه يتعين تنفيذ بعض الاختبارات الخاصة بهذه الخرسانة. ونفذت جميع الاختبارات وفقاً للمواصفة القياسية الليبية رقم 818-2 لسنة 2020 [8] لدراسة خواصها الانسيابية خمسة اختبارات تتمثل في التالي:

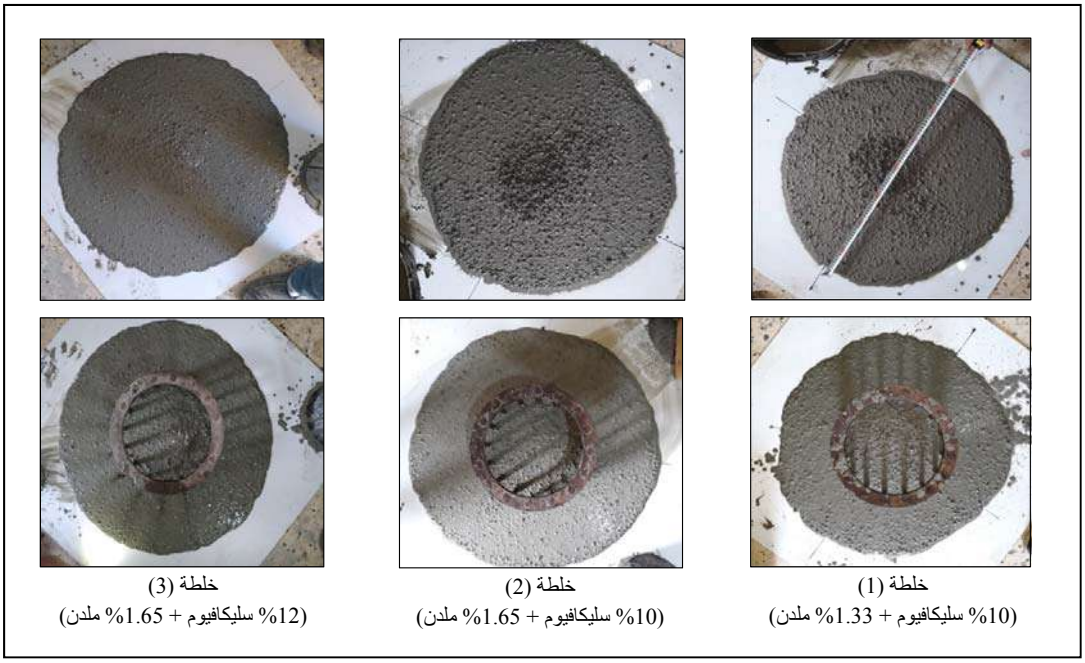
- اختبار الانسياب الحر Slump Flow Test واختبار الزمن T500.

- اختبار الحلقة المعدنية J-Ring Test.
- اختبار الصندوق حرف (L) L-Box Test.
- اختبار القمع حرف (V) V-Funnel Test.

ومن خلال إجراء الاختبارات علينا ملاحظة ما إن ظهر أي نضح على جوانب أو سطح العينة المُختبرة. وفيما يلي جدول 4 الذي يبين النتائج المتحصل عليها في جميع الاختبارات وما تم ملاحظته، والشكل 7 يبين صور للخلطات التي أجري لها اختبارا الانسياب الحر والحلقة المعدنية، أما الشكل 8 فهو يبين مقارنة بيانية لبعض الاختبارات ومدى تأثير التحكم في نسب خلط السليكافيوم والملدن:

جدول4: نتائج الخواص الانسيابية للخلطات الثلاث المنفذة

رقم الخلطة (المحاولة)	نسبة وزن السليكافيوم للإسمنت	نسبة الملدن إلى وزن الإسمنت	اختبار الانسياب الحر Slump Flow (مم)	اختبار T_{500} (ث)	اختبار الحلقة المعدنية J-Ring (مم)	اختبار الصندوق حرف (L) L-Box (H_2/H_1)	اختبار القمع V-Funnel (ث)	ملاحظات
خلطة (1)	%10 سليكافيوم (55 كجم/م^3)	% 1.33	715	1.8	15	0.96	8.12	ظهور ماء النضح عند الأطراف والسطح بشكل واضح مع تمركز لحبيبات الركام الخشن في الوسط
خلطة (2)	%10 سليكافيوم (55 كجم/م^3)	% 1.65	730	1.91	10	0.95	10.23	ظهور ماء النضح عند الأطراف والسطح بشكل واضح مع تمركز أيضاً لحبيبات الركم الخشن في مركز العينة
خلطة (3)	%12 سليكافيوم (66 كجم/م^3)	% 1.65	770	2.53	8	0.98	11.28	الخرسانة متجانسة بشكل جيد
أقل قيمة للنتيجة			550	2	0	0.8	6	وفقاً لتوصيات EFNARC [9]
أعلى قيمة للنتيجة			800	5	10	1.0	12	

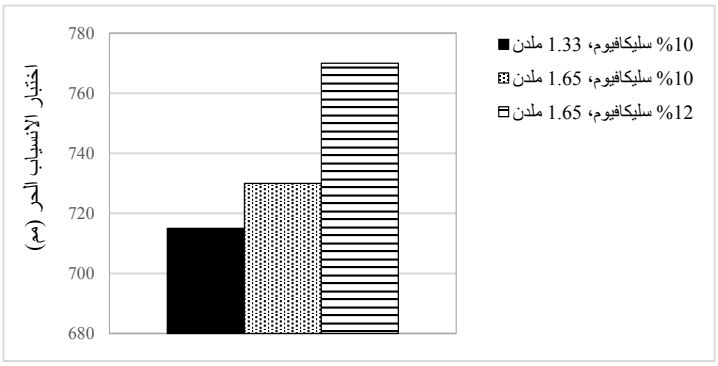


خلطة (1) (10% سليكافيوم + 1.33% ملدن)

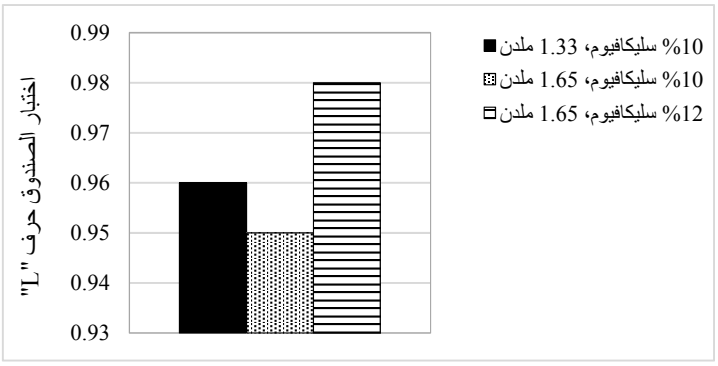
خلطة (2) (10% سليكافيوم + 1.65% ملدن)

خلطة (3) (12% سليكافيوم + 1.65% ملدن)

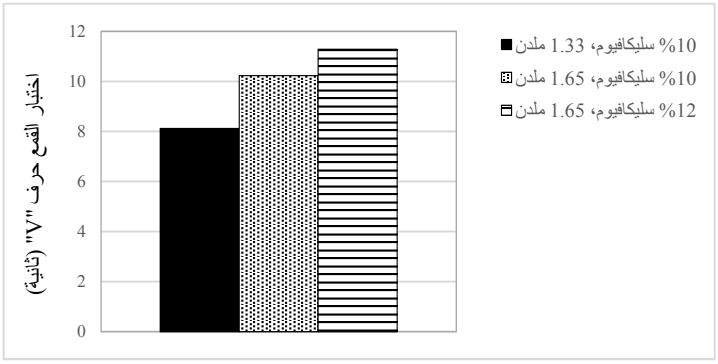
شكل 7: نماذج تبين مدى استقرارية الخلطات الثلاث في اختبار الانسياب الحر Slump Flow واختبار الحلقة المعدنية j-Ring



شكل 8/أ: تأثير التحكم في نسبة السليكافيوم والملدن على نتائج اختبار الانسياب الحر



شكل 8/ب: تأثير التحكم في نسبة السليكافيوم والملدن على نتائج اختبار الصندوق حرف "L"



شكل 8/ج: تأثير التحكم في نسبة السليكافيوم والملدن على نتائج اختبار القمع حرف "V"

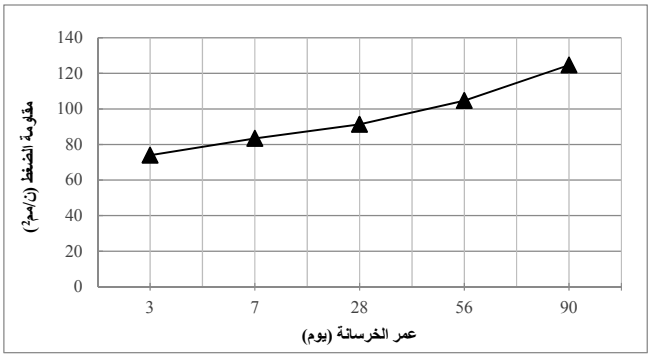
شكل 8: تأثير التحكم في نسبة السليكافيوم والملدن على نتائج الاختبارات في الحالة اللدنة

اختبار الخرسانة في الحالة المتصلدة

إن الهدف الأساسي من هذه الدراسة الحصول على مقاومة ضغط عالية مع نتائج انسيابية عالية أيضاً لتحقق اشتراطات الخرسانة العالية المقاومة ذاتية الدمك. ولهذا السبب تم إجراء اختبار مقاومة الضغط للخلطة الخرسانية رقم (3) على اعتبار أنها أفضل الخلطات الثلاث من حيث النتائج الانسيابية، وتم إجراء الاختبار لعينات مكعبة الشكل وفقاً للمواصفة الأمريكية BS EN 12390: Part 3 [10] عند العمر 3، 7، 28، 56، 90 يومًا لمراقبة تطور مقاومة الضغط بعد تعيين كثافتها. يبين جدول5 نتائج الاختبار بينما يبين شكل 9 منحنى بيانيًا يوضح تطور مقاومة الضغط للخلطة المعتمدة (رقم 3).

جدول5: نتائج مقاومة الضغط للخلطة الخرسانية رقم (3)

رقم الخلطة	عمر الخرسانة (يوم)	متوسط الكثافة (كجم/م^3)	متوسط مقاومة الضغط (ن/مم^2)
خلطة رقم (3) (12% سليكافيوم + 1.65% ملدن)	3	2.33	73.9
	7	2.27	83.4
	28	2.41	91.3
	56	2.33	104.7
	90	2.30	124.6



شكل 9: منحنى بياني يوضح تطور مقاومة الضغط للخلطة المعتمدة (رقم 3)

مناقشة النتائج

في ما يلي مناقشة ما تم الحصول عليه من نتائج في البند السابق:

(أ) من خلال أداء اختبارات الخلطات الثلاث في الحالة اللدنة تم اختيار الخلطة الثالثة التي تحتوي على نسبة 12% من السليكافيوم مع نسبة 1.65% ملدن وذلك للأسباب التالية:

1. تم استبعاد الخلطة رقم (1) وهي أول خلطة تم تنفيذها في البرنامج العملي للدراسة والتي تحتوي على نسبة 10% من السليكافيوم بسبب ظهور ماء النضح Bleeding في قطر العينة الخارجي بعد أداء اختبار الانسياب الحر Slump Test، وكذلك نتيجة عدم مطابقة نتائجها في اختبار الحلقة المعدنية J-Ring test للتوصيات الأوروبية حيث كانت النتيجة 15 مم.
2. تم أيضاً استبعاد الخلطة رقم (2) والتي أجرى لها تعديل في جرعة الملدن مع المحافظة على نسبة السليكافيوم 10%، لوحظ من خلال أداء الاختبارات زيادة في انسيابية الخرسانة مع ظهور نضح بسيط عند القطر الخارجي للعينة المختبرة في اختبار الانسياب الحر، مع تمركز لحبيبات الركام في وسط العينة، مما تطلب تنفيذ خلطة خرسانية أخرى تم فيها زيادة نسبة السليكافيوم لتصل 12% من وزن الإسمنت، ولوحظ تحسن جيد في الخصائص الانسيابية وخاصة من حيث التجانس، فبالتالي تم اعتماد الخلطة رقم (3).
3. أما بالنسبة لاختبار الصندوق حرف L فكانت النتائج متقاربة وتفي بالمتطلبات في جميع الخلطات، وكذلك بالنسبة لنتائج اختبار القمع حرف V، فبالرغم من أن الفترة الزمنية التي استغرقتها عينة الخلطة رقم (3) أعلى من الخلطتين الأولى والثانية فإنها أظهرت بأنها أكثر تجانساً ولها القدرة على مقاومة الانفصال الحبيبي من باقي الخلطات.

(ب) حققت الخلطة رقم (3) التي تم اختيارها نتائج مقاومة ضغط توافق توصيات معهد الخرسانة الأمريكي الخاص بتنفيذ خرسانة عالية المقاومة ذاتية الدمك، حيث حققت 91.3 ن/مم^2 عند 28 يوم، و124.6 ن/مم^2 عند 90 يومًا.

الاستنتاجات

بعد إجراء الدراسة والاختبارات المعملية تم استنتاج ما يلي:

1. باستخدام المواد الأساسية المتوفرة محلياً في ليبيا المتمثلة في الإسمنت والركام والماء يمكن إنتاج خرسانة عالية المقاومة من الخرسانة ذاتية الدمك.

2. يعتبر استخدام السليكافيوم في الخلطة حلاً مناسباً للحد من معدل النضح ولتحسين تجانس الخلطة الخرسانية ومقاومتها للانفصال الحبيبي، كما أن استخدامها يساهم في تخفيض النفاذية بسبب نعومتها العالية التي تعمل على غلق المسام في الخرسانة.

التوصيات

فيما يلي توصيات الدراســة:

1. نوصـي باسـتخدام أنـواع أخـرى مـن الإسـمنت لإنتـاج الخرسـانة عاليـة المقاومـة ذاتيـة الـدمك علـى سـبيل المثـال 52.5N حيث تم استخدام نـوع واحد من الإسمنت لهذه الدراسة وهو الإسمنت البورتلانـدي العـادي 42.5N مطابقـاً للمواصـفات القياسية الليبيـة رقم (2009/340) [4]، إنتـاج مصـنع البـرج للإسـمنت فـي مدينـة زليتن. ففي حالة استخدام الإسمنت 52.5N يمكن الخفض من كمية الإسمنت في المتر المكعب، وبالتالي الخفض من معدل الانكماش المحتمل حدوثه نتيجة استخدام المحتوى العالي من الإسمنت في المتر المكعب.
2. استكمال الدراسة من خلال تنفيذ اختبارات إضافية للخرسانة المتصلدة والتي لم تتوفر أجهزتها ومعداتها أثناء تنفيذ هذه الدراسة، على سبيل المثال: دراسة مقاومة الشد، وتعيين مقاومة الامتصاص، وكذلك دراسة تأثير استخدام المحتوى العالي من الإسمنت على معدل الانكماش، فهذه الاختبارات ستكون نتائجها مفيدة عند استخدام هذه الخلطات في المشاريع التي يتطلب فيها خرسانة عالية المقاومة.
3. يوصـى باسـتعمال هـذا النـوع مـن الخرسـانة فـي المنشـآت الخرسـانية ذات الأهميـة الكبـرى مثـل بعـض أجـزاء وقطاعات الجسور، والمبـاني عاليـة الارتفـاع. حيث إن هذه المنشآت عـادةً مـا يكون تسليحها كثيفاً ممـا يتطلـب خرسـانة ذات مواصـفات عاليـة مـن حيـث المقاومـة ودرجـة التشـغيل لا تتحقـق إلا باسـتعمال الخرسـانة عاليـة المقاومة ذاتية الدمك.

شكر وتقدير

قـام الطـلاب أحمـد محيسـن وعبـد الملـك بازينـة وشـهاب الـدين الفـائق بـإجراء الدراسـة المعمليـة وتنفيـذ الخلطـات الخرسانية ضمن برنامج استكمال دراسة البكالوريوس بقسم الهندسة المدنية بجامعة مصراتة لسنة 2021، وقد بذلوا في ذلك جهدًا يستحقون عليه الثناء.

المراجــع

1. American Concrete Institute, 2010, Report on High-Strength Concrete, ACI 363, USA.
2. Kosmatka, Steven H.; Kerkhoff, Beatrix; and Panarese, 2003, Design and Control of Concrete Mixtures, 14th edition, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA.
3. American Concrete Institute, 2007, Self-Consolidating Concrete, ACI 237, USA.
4. Libyan National Center for Standardization and Metrology, 2009, Portland Cement, LNS No. 340, Libya.
5. Erdogan, T. Y, 1997, Admixture for concrete, METU Press, Ankara, Turkey.
6. Self-Compacting Concrete European Project Group, 2005, The European Guidelines for self-compacting concrete Specification, production and use, International Bureau for Precast Concrete (BIBM).
7. Libyan National Center for Standardization and Metrology, 2002, Aggregates from Natural Sources for Concrete, LNS No. 49, Libya.
8. Libyan National Center for Standardization and Metrology, 2022, Self-Compacting Concrete –Part (2): Test Methods, LNS No. 818-2, Libya.
9. EFNARC, 2002, Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete, Association House, Surrey, UK.
10. European Standards, 2009, Testing hardened concrete. Compressive strength of test specimens, BS EN 12390: Part 3, London.

تأثير درجات الحرارة على الخرسانة المسلحة بقضبان الألياف الزجاجية GFRP والمعززة بالألياف الحديدية

م. هاجر فتحي محمد[1] و أ. د. عمر رمضان الزروق[2]
1قسم الهندسة المدنية - كلية الهندسة - جامعة عمر المختار (البيضاء)
2الهيئة الليبية للبحث العلمي - طرابلس - ليبيا

ملخص

إن تأثيرالحرارة المرتفعة مع التباين في درجات حرارة السطحين الخارجي والداخلي للعضو الانشائي يتنج عنه إجهادات حرارية، كما تظهر أيضا نتيجة الاختلاف في معامل التمدد الحراري بين الخرسانة وقضبان الألياف الزجاجية GFRP. حيث إن معامل التمدد العرضي لقضبان GFRP أكبر تقريبا 3 مرات من معامل تمدد الخرسانة. عند تعرض الخرسانة المسلحة بقضبان GFRP لدرجات حرارة مرتفعة ينتج عنها إجهادات حرارية حول قضبان GFRP مما يؤدي إلى حدوث تشققات تقلل من قوة الترابط بين الخرسانة و GFRP والمتانة للأعضاء الإنشائية. ولتقليل التشققات الحرارية في الخرسانة المسلحة ولزيادة مقاومة الشد للخرسانة تستخدم الألياف الحديدية بطول 3 إلى 8 سم موزعة توزيعا عشوائيا في جميع الاتجاهات خلال كتلة الخرسانة.

في هذا البحث تم دراسة تأثير درجات الحرارة المختلفة (40, 80, 120 مº) على نوعين من الخرسانة العادية مع الالياف الحديدية وبدونها. حيث تم دراسة مقاومة الانضغاط باستخدام مكعبات مقاس 100 مم كما اجري على نفس المكعب اختبار الموجات فوق الصوتية والكثافة، وكذلك مقاومة الشد الانشطاري باستخدام اسطوانات مقاس 100*200 مم. كما تم ايضاً اجراء اختبار الدفع للتحقق من قوة الترابط بين GFRP والخرسانة وذلك باستخدام مكعب خرساني مقاس 100 مم مع الالياف الحديدية وبدونها ومسلح بقضيب GFRP قطر 12 مم في وسط المكعب .

بينت نتائج الاختبارات تأثير درجات الحرارة على خواص الخرسانة (مقاومة الانضغاط ومقاومة الشد وقوة الترابط بين الخرسانة وقضيب GFRP) مقارنة بالعينة المرجعية.

كلمات دالة: درجات الحرارة، التشققات، ألياف الحديد، مقاومة الانضغاط، GFRP

المقدمة

تأثير الحرارة المرتفعة مع التباين في درجات حرارة السطح الخارجي والداخلي للعضو الانشائي يتنج عنه اجهادات حرارية، كما تتولد أيضا نتيجة الاختلاف بين معامل التمدد الحراري للخرسانة وقضبان الألياف الزجاجية (GFRP). حيث إن معامل التمدد العرضي لقضبان الألياف الزجاجية أكبر ثلاث مرات من معامل التمدد العرضي للخرسانة. عند تعرض الخرسانة المسلحة بقضبان GFRP لدرجات حرارة مرتفعة ينتج عنها اجهادات حرارية حول قضيب GFRP مما يؤدي إلى حدوث تشققات تقلل من قوة الترابط بين الخرسانة وقضيب GFRP والمتانة للأعضاء الإنشائية شكل 1 [1].

إضافة الألياف الحديدية إلي الخرسانة يمكن أن يحسن من خواصها الهندسية كمتانة الانكسار ومقاومة الانحناء والكلل و الصدم والبري. كما أن الألياف الحديدية تعمل علي تقليل اتساع التشققات في الخرسانة وإعادة توزيعها، واهم وظيفة للألياف إنها تزيد من قيمة معيار المتانة للخرسانة ، وبالتالي تحول ميكانيكية الكسر من كسر قصفي مفاجئ إلي كسر غير قصفي وتدريجي [2].

شكل 1: التشقق الحراري الناتج عن التمدد العرضي لقضيب GFRP

قام الباحث Morsy [3] بإجراء دراسة لتقييم تأثير درجات الحرارة المرتفعة علي الخواص الميكانيكية والبنية المجهرية لخرسانة مضاف اليها مادة السليكا. حيث استخدم مكعبات مقاس 100 مم لقياس مقاومة الانضغاط واسطوانات مقاس 100*200 مم لقياس مقاومة الشد. تمت معالجة العينات أولا عند رطوبة نسبيه لمدة 24 ساعة وبعدها في الماء لمدة 28 يومًا، ومن ثم تم تعريضها لدرجات حرارة مختلفة (100 ،200، 400، 600، 800 مº) لمدة ساعتين ثم تركت لتبرد عند درجة حرارة الغرفة. بالنسبة للخرسانة البورتلاندية العادية تقل كل من مقاومة الانضغاط ومقاومة الشد إلي درجة 100 مº ثم ترتفع المقاومة إلي درجة 200 مº وبعدها تقل المقاومة، يمكن أن يفسر انخفاض مقاومة الانضغاط عند درجة 100 مº إلي خروج الماء الحر مسبباً اجهادات داخلية وبعدها تستعيد الخرسانة قوتها عندما تفقد كل مائها.

قام Jose وآخرون [4] بتحليل استخدام الخرسانة عالية الأداء والمقواة بألياف البولي بروبلين والمعرضة لدرجات حرارة 100، 300، 500، 700 مº وكانت أوقات التعرض 6 و 24 و 48 ساعة. حيت تم التحليل الحراري الوزني ، سلوك الكسر، مقاومة الانضغاط باستخدام مكعبات 50 مم ، معامل يونج ، ومقاومة الشد للخرسانة. أجريت الاختبارات علي العينات بعد تعرضها لدرجات الحرارة المختلفة ومن ثم بردت لمدة 24 ساعة. عند تسخين العينات حتى 100 مº تقل مقاومة الانضغاط بسبب ضغط البخار في الخرسانة، وهذا السلوك مشابه لما تم الكشف عنة في الدراسات السابقة [5]. بينما بين 100 و300 مº اثرت درجات الحرارة علي عجينة الاسمنت مما يحسن ترطيبه وبذلك تؤدي إلى زيادة في مقاومة الانضغاط. عند درجات حرارة اعلي من 300 مº هناك قدر كبير من التشققات في الخرسانة ، مما تضعف مقاومة الانضغاط مع زيادة الحرارة. وتقل مقاومة الشد حتى 100 مº ، بينما تزيد مقاومة الشد عند درجات حرارة اعلي من 100 مº بسبب تأثير ترطيب عجينة الاسمنت بواسطة الحرارة. في العينات المقواة بالألياف من 500 إلي 700 مº حدث هبوط ملحوظ في المقاومة بسبب الجفاف وتحلل عجينة الاسمنت وانصهار الألياف مما يؤدي إلي توليد فراغات في القالب الخرساني.

البرنامج العملي

تم معملياً دراسة تأثير درجات الحرارة المختلفة علي عينات الخرسانة العادية والمحسنة بالألياف الحديدية (SF). تسخن العينات في الفرن عند درجات حرارة 40 ، 80 و 120 مo للمقارنة مع العينات المرجعية (درجة حرارة الغرفة). بعد تسخين العينات ومن ثم تبريدها لمدة 24 ساعة، تم اجراء اختبارات مقاومة الانضغاط والكثافة وسرعة النبض بالموجات فوق الصوتية باستخدام مكعب مقاس 100 مم ومقاومة الشد (اسطوانة 100*200 مم). تم أيضا إجراء اختبار الدفع للتحقق من الضرر في قوة الترابط بين GFRP والخرسانة نتيجة اختلاف التمدد العرضي وذلك باستخدام مكعب خرساني مقاس 100 مم مسلح بقضيب GFRP قطر 12 ملم وضع في وسط المكعب مع الألياف الحديدية وبدونها.

المواد المستخدمة

استخدم اسمنت بورتلاندي اعتيادي منتج من مصنع الفتائح الواقع في مدينة درنة (ليبيا) ، وكان مطابقًا للمواصفة البريطانية BS 12: 1996.

تم استخدام الرمل الطبيعي المورد من منطقة الحنية (البيضاء) بوزن نوعي 2.7 % وامتصاص 2.4 %. وكان الركام الناعم مطابقًا للمواصفة البريطانية BS 882:1992.

استخدام ركام خشن متدرج بأحجام (10-20) مم و (5-10) مم بوزن نوعي 2.6 % وامتصاص 2.3 % ومعامل التصادم 10& والتهشيم 25%. (BS 812: Part 2: 1995 ، BS 812: Part 110: 1990 ، BS 812: Part 112: 1990).

نسب الكبريتات والكربونات القلوية والكلوريدات في الماء المستخدم في خلط الخرسانة والمعالجة كانت من ضمن حدود المواصفة BS 3148: 1980

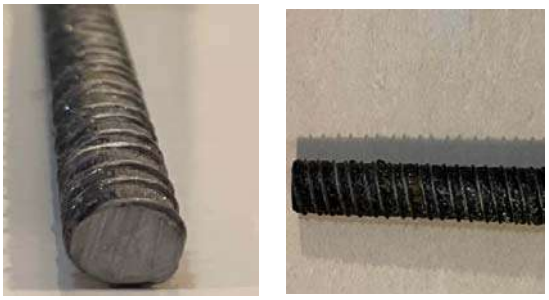
تم استخدام ألياف حديدية ذات طرف معكوف بطول 55 مم وقطر مكافئ 1.0 ملم وطول خطاف 2.5 مم وارتفاع خطاف 40 ملم (الشكل 2). في هذا البحث تم إضافة نسب ألياف الحديد إلى الخرسانة بنسبة 0.75 من حجم الخرسانة. يتم إضافة الالياف الحديدية إلى الخرسانة لزيادة مقاومة الشد (الشكل 2) [6].

شكل 2: ألياف الحديد المضافة للخرسانة

تم اختيار قضبان الألياف الزجاجية (GFRP) بقطر 12 ملم كما هو موضح بالشكل 3. يحسن قضبان GFRP بشكل كبير من طول عمر الهياكل الانشائية [7] وهو أقل من حيث التكلفة. كما ان قضبان الألياف الزجاجية تعتبر خفيفة الوزن ولديها قوة شد أكبر من حديد التسليح ولا تؤثر على المجالات المغناطيسية وترددات الراديو وغير موصلة للحرارة وغير قابلة للتآكل [8]. يوجد بها تشوه على سطح القضيب لتقوية الترابط الميكانيكي بين الخرسانة و قضبان GFRP. الجدول 1 يوضح خواص GFRP المستخدمة في هذا البحث.

جدول 1 : خواص قضبان GFRP

الخواص	GERP
الكثافة (جم/سم^3)	2.1 – 1.25
إجهاد الخضوع	NA
مقاومة الشد MPa	690 - 483
معامل المرونة GPa	51 - 35
معامل التمدد الطولي (10^{-6}/°C)	6 to10
معامل التمدد العرضي (10^{-6}/°C)	21 to 23



شكل 3: قضبان الألياف الزجاجية GFRP

تصميم الخلطة الخرسانية

تم تصميم نسب الخلطة الخرسانية وفقًا للطريقة البريطانية وكما هو موضح بالجدول 2. تم خلط جميع مواد الخلطة في خلاط معملي بسعة 56 لترًا. تم اولاً خلط الركام الجاف والاسمنت في الخلاط لمدة 30 ثانية، و بعدها تمت إضافة ألياف الحديد لمدة 30 ثانية مع استمرار الخلط ومن ثم سكب الماء تدريجيًا خلال مدة 15 ثانية مع استمرار الخلط لمدة دقيقتين، ليكون الوقت الكلي للخلط 3 دقائق لكل خليط خرساني. بعد الخلط ، يتم تعبئة القوالب بنوعين من الخرسانة مع ألياف الحديد وبدونها ومن ثم دمكها بواسطة طاولة اهتزازية، وبعد الانتهاء من الدمك يتم تسوية السطح العلوي وتشطيبه بالمجرفة.

معالجة عينات الاختبار

بعد الصب، تمت تغطية العينات بخيش مبلل وتركت لمدة 24 ساعة في القالب عند 20 ± 2 درجة مئوية (درجة حرارة المختبر). بعد 24 ساعة، تمت إزالة العينات من القالب وحفظها في الماء لمدة 28 يومًا عند 20 م°. بعد المعالجة سخنت العينات في الفرن لمدة 24 ساعة لكل نوع من درجات الحرارة 40، 80 ، 120 م° ، ثم تركت لتبرد لمدة 24 ساعة (الشكل 4).

جدول 2: كميات المواد للخلطة الخرسانية (كجم /م^3)

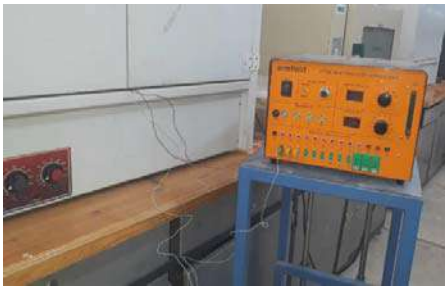
الخلطة	الاسمنت	الماء	الرمل	ألياف الحديد	الركام الخشن	
					20-10 ملم	10-5 ملم
SF-0	320	190	720	0	648	432
SF-0.75	320	190	720	59.025	648	432

شكل 4: عينات معرضة لدرجات الحرارة في الفرن

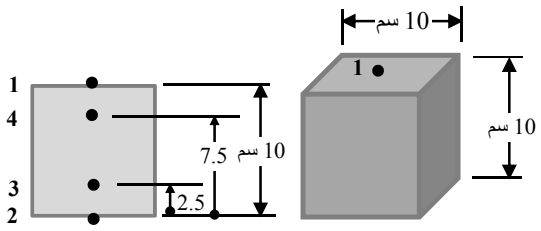
النتائج والمناقشة

توزيع درجات الحرارة

في هذا البحث نماذج الخرسانة العادية والحاوية على الالياف الحديدية تعرضت لثلاث درجات من الحرارة وهي 40، 80 ، 120 م° من الجوانب الاربعة بواسطة الفرن الكهربائي (شكل 4). تم قياس درجات الحرارة على أعماق مختلفة داخل جسم النماذج الخرسانية بواسطة الحساسات الحرارية المتصلة بجهاز قياس درجات الحرارة (شكل 5). تم استخدام اربعة حساسات حرارية من الأسلاك الدقيقة، اثنين تم وضعهما خارجياً على السطح العلوي والسفلي (رقم 1 و2 على التوالي) والثالث والرابع تم زرعهما داخل جسم الخرسانة في موقعين مختلفين ويبعدان عن بعضهما بمسافة 5 سم وكما هو موضح في الشكل 6. سمح هذا الترتيب للحساسات الحرارية بتحديد توزيع درجات الحرارة على طول عمق المقطع الخرساني. تمت حماية أطراف الحساسات الحرارية لتجنب أي اختراق للرطوبة والأضرار الناجمة اثناء صب النماذج.



شكل 5: جهاز قياس درجات الحرارة

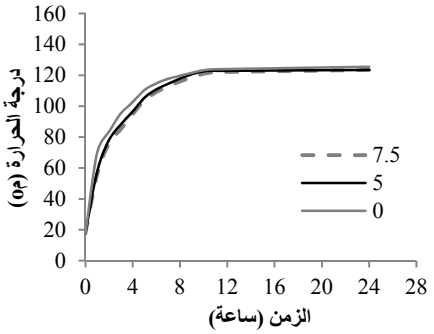


شكل 6: توزيع الحساسات الحرارية داخل النموذج وخارجه

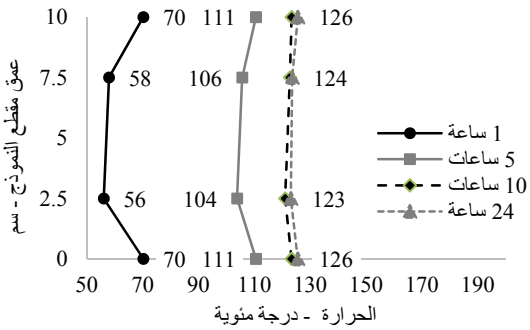
يوضح الشكل 7 منحنيات درجات الحرارة (المقاسة من الحساسات الحرارية الاربعة رقم 1 ، 2 ، 3 ، 4 شكل 6) مع الزمن لمدة 24 ساعة لاختبار الحرارة عند 120 م°، ونفس الخطوات تمت مع اختبار الحرارة عند 40 ، 80 م°. نلاحظ من الشكل 7 ان الزيادة في درجات الحرارة لجميع الحساسات الحرارية كانت غير خطية حتى 10 ساعات من التسخين واعطت نفس شكل المنحنى تقريبا. وهذا يرجع إلى أن تسخين العينة كان من الجوانب الاربعة وقراءات الحرارة سجلت بعد كل ساعة. كما نلاحظ ايضاً من الشكل أنه بعد 10 ساعات تقريباً من التسخين فإن درجات الحرارة في الحساسات الحرارية (رقم 1 ، 2 ، 3 ، 4) زادت بشكل خطي تقريبًا. ويفسر ذلك الى ان درجة التسخين المطلوبة 120 م° تم الوصول اليها بعد 10 ساعات من التسخين ومن ثم تركت العينة في الفرن لمدة 24 ساعة مما ادى الى توحيد درجة الحرارة في جميع أنحاء النموذج الخرساني المسخن.

يوضح الشكل 8 توزيع درجات الحرارة غير الخطية على طول عمق النموذج (شكل 6) في أوقات مختلفة من التسخين (1 و5 و 10 ساعات). درجات الحرارة المقاسة على الاسطح الخارجية (السطح السفلي والعلوي عند منسوب 0 و 10 سم، رقم 2 و 1 على التوالي، شكل 6) كانت أكبر بقليل من درجات الحرارة الداخلية عند منسوب 5 و 7.5 سم (رقم 4 و 3 على التوالي، شكل 6) وذلك لان الاسطح الخارجية تكتسب الحرارة مباشرةً بواسطة كل من الإشعاع والحمل الحراري، بينما اكتسبت الحساسات الحرارية الداخلية رقمي 3 و 4 الحرارة عن طريق التوصيل.

كما لوحظ من الشكل 8 بأن هناك تباينًا في درجات الحرارة المسجلة في كل وقت (مثلا عند 1 ساعة و5 ساعات) وهذا يرجع لعوامل عدة منها: معدل زيادة درجة الحرارة والوقت المستغرق لكل زيادة في درجة الحرارة. درجات الحرارة غير الخطية داخل جسم الخرسانة قد ينتج عنها إجهادات شد مما يسبب في ظهور تشققات حرارية داخلية إذا كان اجهاد الشد المتولد من الحرارة أكبر من اجهاد الخرسانة، وهذه التشققات الحرارية قد تؤدي الى التقليل من خواص الخرسانة.



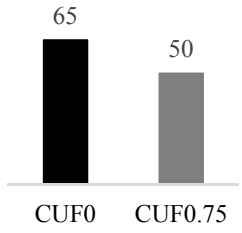
شكل 7: توزيع درجات الحرارة داخل النموذج وخارجه



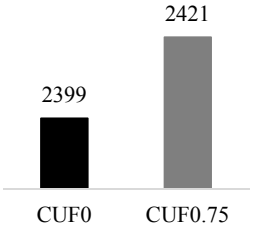
شكل 8: توزيع درجات الحرارة غير الخطية على طول عمق النموذج

خصائص الخرسانة الطرية

الكثافة الرطبة لعينة الخرسانة بدون ألياف حديدية CUF0 كانت 2399 كجم/ م^3 وهي أقل من الخرسانة المعززة بالألياف الحديدية CUF0.75 (2421 كجم/م^3) (الشكل 9). يتناقص الهطول مع اضافة ألياف الحديد الى الخرسانة من 65 إلى 50 مم (الشكل 10) ، ويرجع السبب الى أن إضافة ألياف الحديد يؤدي الى تماسك العجينة الخرسانية مما تقلل من قيمه الهطول



شكل 9: الكثافة الرطبة لعينات الخرسانة (كجم/م^3)

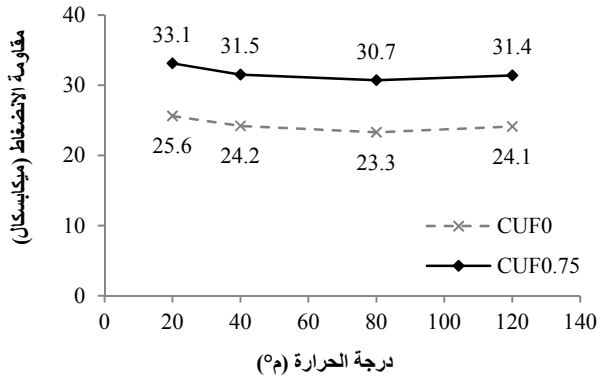


شكل 10 : قيم الهطول (مم)

مقاومة الانضغاط

يوضح الشكل 11 مقاومة الانضغاط لعينات الخرسانة المعرضة لدرجات الحرارة 40 ، 80 ، 120 م°. نلاحظ من الشكل أن مقاومة الانضغاط تقل لكل من عينات الخرسانة العادية (CUF0) والعينات المحسنة بألياف الحديد (CUF0.75) إلي درجة الحرارة تقريباً 80 م°، بعد ذلك تزداد مقاومة الانضغاط قليلاً عند درجة الحرارة 120 م°. تمت ملاحظة هذه النتائج أيضًا بواسطة بعض الدراسات السابقة ولكن بدون الالياف الحديدية [4 & 3]. أن الأبخرة التي تتمدد داخل الخرسانة نتيجة ارتفاع حرارة الماء الحر في الخرسانة تسبب اجهادات داخلية يمكن أن تقلل من مقاومة الانضغاط ما بين درجتي 60 و90 م° وبعدها تستعيد الخرسانة قوتها عند 100 م° عندما تفقد كل مائها [9]. وكذلك درجات الحرارة غير الخطية (شكل 8) داخل جسم الخرسانة يولد إجهادات شد حرارية تؤدي إلى ظهور تشققات داخلية إذا كان اجهاد الشد المتولد من الحرارة اكبر من إجهاد الخرسانة، وهذه التشققات الحرارية قد تؤدي الى التقليل من مقاومة الانضغاط.

كما لوحظ من الشكل 11 أن مقاومة الانضغاط تزداد مع إضافة ألياف الحديد في جميع درجات الحرارة. ويرجع السبب في ذلك الى استخدام الألياف الحديدية والتي تزيد من مقاومة الانضغاط بحوالي 4-19% [10].



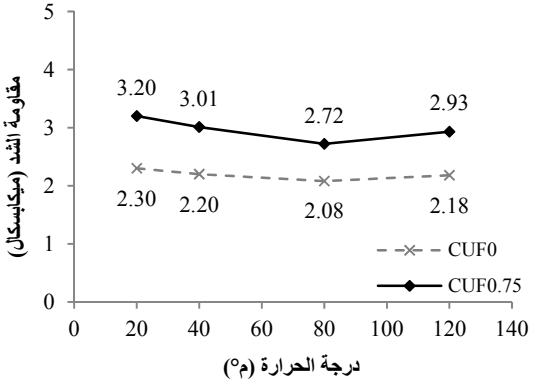
شكل 11: تأثير درجات الحرارة علي مقاومة الانضغاط

مقاومة الشد الانشطاري

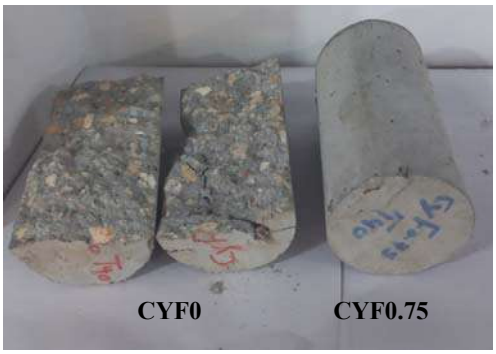
يوضح الشكل 12 تأثير درجات الحرارة على مقاومة الشد لعينات الخرسانة الأسطوانية لكل من الخرسانة العادية (CYF0) والمعززة بالألياف الحديدية (CYF0.75). عند درجات الحرارة 40 و80 م° ، تقل مقاومة الشد لجميع النماذج الخرسانية العادية والمحسنة بالألياف. بينما عند درجة حرارة 120 م° ، ترتفع مقاومة الشد إلى 2.18 و 2.93 ميكا باسكال على التوالي مقارنة بقيم الشد عند درجة الحرارة 80 م° ، ومع ذلك ، فإن قيم مقاومة الشد لا تزال اقل من النماذج المرجعية 2.3 و 3.2 ميكا باسكال على التوالي.

أظهرت جميع النماذج الخرسانية التي تحتوي على ألياف الحديد (CYF0.75) مقاومة شد أعلى في جميع درجات الحرارة 40 ، 80 ، 120 م° مقارنةً بنماذج الخرسانة العادية CYF0 (شكل 12). ويرجع السبب إلى زيادة الترابط بين مكونات الخلطة الخرسانية بإضافة الالياف والتي بدورها تؤخر من ظهور التشققات.

الشكل 13 يوضح تأثير الالياف الحديدية على نوع الانهيار في الأسطوانات الخرسانية تحت اختبار الشد الانشطاري. لوحظ عند إجراء الاختبار حدوث انشطار كامل للعينة المرجعية غير الحاوية على الالياف عند حمل الانهيار بينما جميع العينات الحاوية على الالياف الحديدية لم يحدث بها انفصال بالرغم من تشققها واستمرت متماسكة نتيجة تأثير الالياف التي عملت على ربط مكونات الخلطة الخرسانية.



شكل 12 : تأثير درجات الحرارة علي مقاومة الشد الانشطاري



شكل 13: العينات بعد التعريض لدرجات الحرارة والاختبار

الكثافة

يوضح الشكل 14 تأثير درجات الحرارة على الكثافة لكل من نماذج الخرسانة العادية والمعززة بالألياف الحديدية. نلاحظ من الشكل أن كثافة النماذج التي لا تحتوي على ألياف الحديد (CUF0) تقل مع زيادة درجات الحرارة مقارنة بالعينة المرجعية (2250 كجم/م^3). ويرجع السبب في ذلك إلى الجفاف العالي لهيدروكسيد الكالسيوم في الاسمنت وكذلك نتيجة تبخر المار مع ارتفاع درجات الحراة [11]. من الشكل أيضاً تبين بأن النماذج التي تحتوي على ألياف الحديد (CUF0.75) كثافتها أعلى من نماذج الخرسانة العادية CF0 عند جميع درجات الحراة (40، 80، 120 م°)، وهذا نتيجة لوزن الالياف الحديدية بالنماذج.

سرعة الموجات فوق صوتية

يوضح الشكل 15 تأثير درجات الحرارة على سرعة الموجات فوق الصوتية لنماذج الخرسانة العادية بدون ألياف حديدية. يظهر من الشكل 15 أن سرعة الموجات فوق الصوتية تتناقص بشكل غير خطي مع زيادة درجات الحرارة.

وكما ذكر سابقاً، فإن درجات الحرارة غير الخطية (شكل 8) تؤدي الي ظهور تشققات داخلية إذا كان اجهاد الشد الحراري اكبر من اجهاد الخرسانة، وهذه التشققات الحرارية تؤدي الى تقليل من سرعة الموجات فوق الصوتية. كما أن ارتفاع درجات الحرارة يتسبب في تغيرات فيزيائية وكيميائية في كتلة الخرسانة منها تبخر الماء وجفاف المركبات الكيميائية وعدم التوافق الحراري بين عجينة الاسمنت والركام [12]، وهذه العوامل تؤثر ايضاً على تقليل سرعة الموجات فوق الصوتية.

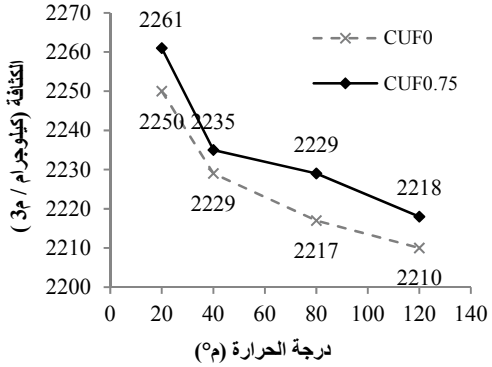
لم يتم عرض نتائج سرعة الموجات فوق الصوتية للنماذج المحسنة بألياف الحديد لأنها لا تعطي نتائج دقيقة، ويمكن تفسير هذا السلوك الى أن السرعة في المعادن تكون أسرع منها في المواد غير المعدنية [13].

تأثير الحرارة على الترابط بين GFRP والخرسانة

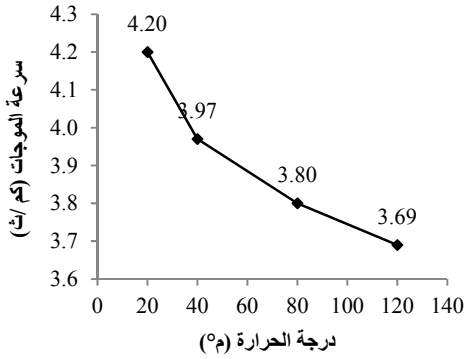
منحى الحمل والاستطالة

شكل 16 يوضح النموذج بجهاز اختبار الدفع وذلك لدراسة التلف في الترابط بين الخرسانة وقضيب GFRP تحت تأثير درجات الحرارة المختلفة. شكل 17 يوضح منحنيات الحمل والإزاحة لنماذج الخرسانة العادية (F0) والحاوية على ألياف الحديد (F0.75) بعد تعرضها لدرجات الحرارة (40، 80 ، 120 م°) بالإضافة الى العينة المرجعية (20 م°). نلاحظ من الشكل 17 أن نماذج الخرسانة العادية (F0) عند تسخينها عند 40 و80 م° أظهرت زيادة خطية تقريبا حتى 90 % من أحمال الانهيار وكانت قيمها اقل من قيم النموذج المرجعي (20 م°). ويرجع تفسير ذلك الى درجات الحرارة غير الخطية داخل جسم الخرسانة (شكل 8) ، وكذلك الاختلاف في معامل التمدد

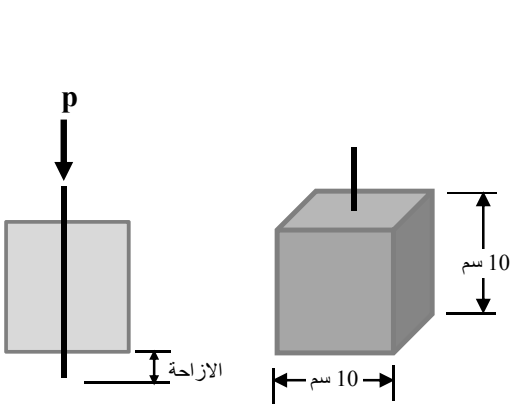
العرضي بين الخرسانة و GFRP (10^{-6}/ºC) (جدول 1). بالإضافة الى التغيرات في النموذج نتيجة ارتفاع الحرارة ومنها تبخر الماء وجفاف المركبات الكيميائية وعدم التوافق الحراري بين عجينة الاسمنت والركام.



شكل 14: تأثير الحرارة علي كثافة الخرسانة



شكل 15: تأثير الحرارة علي سرعة الموجات فوق صوتية



شكل 16: النموذج وجهاز اختبار الدفع

أظهرت جميع النماذج التي تحتوي على ألياف الحديد (F0.75) مقاومة أعلى عند درجات الحرارة 20، 40 ، 80 مº مقارنةً بنماذج الخرسانة العادية F0 (شكل 17). ويرجع السبب إلى زيادة الترابط بين مكونات الخلطة الخرسانية بإضافة الالياف والتي بدورها تؤخر من ظهور التشققات.

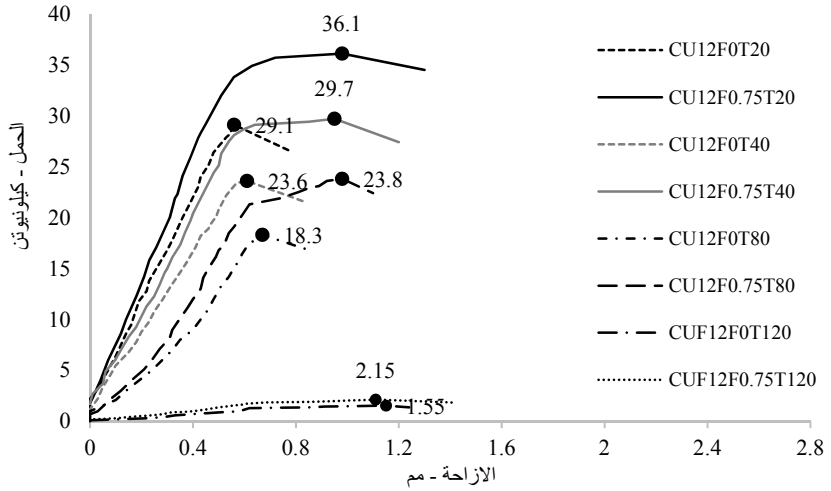
نماذج الخرسانة العادية والحاوية على الياف الحديد عند تسخينها لدرجة 120 مº فشلت عند حمل انهيار 1.55 و 2.15 كيلو نيوتن على التوالي وهو أقل بكثير من احمال النماذج المسخنة عند 20، 40 ، 80 مº (شكل 17). ويمكن تفسير هذا السلوك بأن تسخين النماذج الى درجة 120 مº كان أعلى من درجة انصهار مادة البوليمر (115 مº [7]) والتي تستخدم لربط ألياف الزجاج المصنوع منها قضيب GFRP. وهذه الحرارة المرتفعة تتسبب في تلف النتوءات الموجودة على سطح القضيب وبذلك تدمر قوة الترابط الميكانيكية بين الخرسانة و GFRP.

نوع الانهيار

شكل 18 يوضح نوع الانهيار بنماذج الخرسانة العادية والحاوية على الياف الحديد بعد التحميل. من الشكل نلاحظ ظهور تشقق طولي على طول عمق النماذج الخرسانية غير الحاوية على الالياف (F0) عند درجات الحرارة المختلفة (T20 – T40 – T80)، ويمكن تعليل ذلك بالأسباب المذكورة سابقا. بينما النماذج الحاوية على الياف الحديد بعضها

لم يظهر بها التشققات والبعض الاخر كانت تشققات ضعيفة، ويرجع السبب إلى زيادة الترابط بين مكونات الخلطة الخرسانية بإضافة الالياف والتي بدورها تؤخر من ظهور التشققات.

شكل 19 يبين نموذجين من الخرسانة العادية والحاوية على الياف الحديد (T120F0) و (T120F0.75) بعد التسخين عند 120 مo وبعد التحميل، على التوالي. نلاحظ من الشكل 19 ظهور تشققات بالنموذجين على طول عمق المكعب وذلك نتيجة تأثير درجة الحرارة. فشل النموذجين (T120F0) و (T120F0.75) عند حمل صغير جدا (1.55 و2.15 كيلو نيوتن، شكل 17)، على التوالي، مقارنة بالنماذج المعرضة لدرجات حرارة 20، 40 ، 80 مo. ويرجع تعليل ذلك إلى تلف النتوءات الموجودة على سطح القضيب وبذلك تدمر قوة الترابط الميكانيكية بين الخرسانة وGFRP، وبالإضافة الى الأسباب المذكورة سابقاً.



شكل 17: منحي الازاحة والحمل للنماذج الخرسانية

T80F0 T80F0.75 T40F0.750 T40F0 T20F0.75 T20F0

شكل 18: نوع الانهيار بالنماذج بعد التحميل

T120F0 T120F0.75

شكل 19: نوع الانهيار بالنماذج بعد التحميل

الاستنتاجات

1. ان الزيادة في درجات الحرارة كانت غير خطية عندما اخذت قراءات الحرارة بعد كل ساعة وكانت الزيادة خطية عندما تركت الحرارة أكثر من 12 ساعة. هناك تباين في درجات الحرارة الخارجية والداخلية وهذا يرجع لعوامل عدة منها معدل زيادة درجة الحرارة والوقت المستغرق لكل زيادة في درجة الحرارة.
2. يتناقص الهطول مع اضافة ألياف الحديد وذلك لأن إضافة الألياف تؤدي الى تماسك العجينة الخرسانية مما تقلل من قيمه الهطول.
3. مقاومة الانضغاط والشد تقل لكل من عينات الخرسانة العادية والمحسنة بألياف الحديد إلي درجة الحرارة 80 مº تقريباً، بعد ذلك تزداد المقاومة قليلاً عند 120 مº. بيتما مقاومة الانضغاط والشد تزداد مع إضافة ألياف الحديد في جميع درجات الحرارة
4. تقل كثافة نماذج الخرسانة العادية والمعززة بالألياف الحديدية بزيادة درجات الحرارة.
5. سرعة الموجات فوق الصوتية تتناقص بشكل غير خطي مع زيادة درجات الحرارة.
6. في اختبار الدفع ، نماذج الخرسانة مع الالياف الحديدية وبدونها عند تسخينها عند 40 و 80 مº أظهرت زيادة تقريبا خطية حتى 90% من أحمال الانهياروكانت قيمها اقل من قيم النماذج المرجعية (20 مº). بينما عند تسخينها لدرجة 120 مº فشلت عند أحمال انهيار اقل وهي 1.55 و 2.15 كيلو نيوتن على التوالي ، وذلك لتلف النتوءات الموجودة على سطح القضيب مما يؤدي الى ضرر قوة الترابط الميكانيكية بين الخرسانة و GFRP.
7. أحمال الانهيار في اختبار الدفع للنماذج الحاوية على ألياف الحديد كانت أعلى عند 20، 40 ، 80 مº مقارنةً بنماذج الخرسانة العادية، وذلك لتأثير إضافة الالياف الحديدية.

المراجع

1. Elbadry, M. M. & Abdalla, H. A., 1998, Experimental studies on thermal cracking in concrete member reinforced with FRP. In: the first conference on durability of fiber reinforced polymer (FRP) composites for construction, CDCC98. Sherbrooke, Canada, 669-680.
2. سوامي ،آر .ان ،1988، خرسانة مسلحة جديدة ، ترجمة د. محمد علي عبد الزروق الأوسي و باسل طه ناجي العلي ، الجامعة المستنصرية ، بغداد ،العراق ، عدد الصفحات 299 .
3. Morsy, M. S., Alsayed, S. H. & Aqel, M., 2010, Effect of elevated temperature on mechanical properties and microstructure of silica flour concrete. International journal of civil & environmental engineering 10.1, 1-6.
4. Ríos, J., Cifuentes, H., Leiva, C., Garcia, C. & Alba, M., 2018, Behavior of high-strength polypropylene fiber-reinforced self-compacting concrete exposed to high temperatures, Journal of Materials in Civil Engineering 30.11.
5. Zhang, B. & Bicanic, N., 2006, Fracture energy of high-performance concrete at high temperatures up to 4508C: the effects of heating temperatures and testing conditions (hot and cold), Magazine of Concrete Research, 58, No. 5, 277–288.
6. Ashraf, A., Elzaroug, O. & Abubaker, F., 2018, Effect of steel fiber on mechanical properties of normal strength of concrete, the 14th ASEC conference, 12-15, April 2018, Jordan University of Science & Technology.
7. Hughes Brothers Inc., 2002, Aslan 100 fiber glass rebars, technical report data.
8. ACI Committee 440.1 R-15, 2015, Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars, American concrete institute.
9. Lydon, F. D., Development in Concrete Technology – 1, Applied Science Publishers, Ltd, 1979.
10. Yazici, S., Inan, G.& Tabak, V., 2007, Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC, Construction and building materials, vol. 21, pp. 1250-1253.
11. Osuji, S. O., and U. Ukeme, 2015, Effects of elevated temperature on compressive strength of concrete: A case study of grade 40 concrete, Nigerian Journal of Technology 34.3: 472-477.
12. Viana, A., Moraes, P., & Padaratz, I., 2022, Ultrasonic wave propagation in thermally treated concrete up to 400 ºC, Revista Ibracon de Estruturas Materiais, vol. 1, no. 35.
13. AL-Ridha, A., Atshan, A., Abbood, A.& Dheyab, L., 2013, Effect of steel fiber on ultrasonic pulse velocity and mechanical properties of self-compact concrete, Construction and building materials, vol. 39, pp. 26–32.

الخصائص الفيزوكيميائية للمياه الجوفية في قيرة, اشكدة, تامزاوة وتأثيراتها على الخرسانة في حالة استخدامها كماء خلط

محمد الكيلاني يحيى [1]، العربي احمد ناجي العربي[2]
1 استاذ مساعد, قسم الهندسة المدنية, جامعة سبها
2 مدير ادارة المشروعات, جامعة سبها

ملخص

تعتبر المياه الجوفية من الموارد المائية الرئيسية في منطقة وادي الشاطئ, إضافة الى العيون السطحية المنتشرة في بعض المناطق, حيث يتناول هذا البحث امكانية استخدام المياه الجوفية في منطقة وادي الشاطئ كماء خلط للخلطات الخرسانية وذلك للاستفادة منها في مجال البناء ومواكبة النمو العمراني في المنطقة. . تعتمد فكرة البحث على ان المياه غير المطابقة للمواصفات القياسية لماء الخلط ستستخدم في خلط الخرسانة وبعدها يتم فحص مقاومة الانضغاط للمكعبات بعمر 28 يومًا ومقارنتها مع مقاومة الضغط لمكعبات خرسانية استخدمت لخلطها المياه الصالحة للشرب. اخذت عينات المياه من مناطق مختلفة من منطقة وادي الشاطئ حيث اخذت العينات من منطقة قيرة ومنطقة مشروع اشكدة الزراعي ومنطقة تامزاوه, واجريت التحاليل اللازمة لها لمعرفة خصائصها الفيزيائية والكيميائية وايجاد تراكيز مجموعة من العناصر, حيث تراوحت من 4687 ملجم\لتر الى 7519 ملجم\لتر, وتعتبر هذه (TDS) النتائج ان قيم تركيز الاملاح الكلية الدائبة مرتفعة وتجاوزت الحدود المسموح بها.

من دراسة سابقة تم فحص هذه العينات ومقارنتها بالمواصفات العالمية لماء الخلط. تم عمل مكعبات خرسانية قياسية $(10\times10\times10)$ سم. وبمقارنة خصائص المياه المتحصل عليها في هذه الدراسة مع المواصفات العالمية لمواد الشرب وجد ان تراكيز بعض العناصر تجاوزت الحدود المسموح بها في تلك المواصفات، مما يجعل التأكد من استخدامها في مجالات الانشاءات والتعمير وتصنيع مواد البناء امرا مهما جدا مع الأخذ في الاعتبار خصائصها اثناء وضع المواصفات للمنشآت والمشاريع وذلك تفاديا لحدوث اي مشاكل او اضرار لتلك الانشاءات او مواد البناء التي دخلت المياه في تصنيعها .

كلمات دالة: مياه جوفية, ماء خلط, الخلطات الخرسانية, مقاومة الضغط, الخصائص الفيزيائية والكيميائية.

المقدمة

ان نهضة الأمم تتطور بتطور مواد الإنشاء والتعمير فيها، و تقاس هذه النهضة بمدى استيفاء هذه المواد لحاجة شعوبها الضرورية والترفيهية، وتعتبر الخرسانة اساس مواد البناء, وتطورها يعكس تطور التفكير الهندسي في خدمة الحياة ورفاهية الإنسان. ولكي تصل الخرسانة إلى شكلها الحالي الذي يجعلها في المرتبة الأولى كمادة إنشائية ومعمارية مرت بمراحل عدة سواء في طرق الصناعة أو في طرق التشكيل، حقيقة أنها مادة حديثة من حيث الصناعة والإنشاء إلا أن لها أصولا عميقة عبر التاريخ. تعتبر الخرسانة من أهم المواد الإنشائية التي استخدمت , ولا تزال تستخدم الى يومنا هذا في مختلف أعمال البناء والإنشاءات وذلك لسهولة الحصول على موادها الأولية وسهولة التعامل معها. وتطورت صناعة الخرسانة منذ بدايات القرن العشرين كمادة إنشائية بسيطة إلي مادة سيطرت على مواد البناء في كافة أرجاء المعمورة , حيث مرت بمراحل عدة سواء بطرق صناعتها أو تشكيلها حتى وصلت الى شكلها الحالي الذي يجعل منها مادة إنشائية ومعمارية في المرتبة الأولى.

الخرسانة هي خليط غير متجانس يتكون من مجموعة من المواد الممزوجة معا بنسب معينة وتكون حال خلطها طرية (الخرسانة الطازجة -fresh concrete) وتبدأ بالتصلب حتى تصبح صلبة وقوية (خرسانة متصلدة – hardened concrete) وبشكل عام فان الخلطة الخرسانية هي مادة بسيطة بمكونات رئيسية هي: الماء، والاسمنت، والرمل والشرشور (الركام) وهذه العناصر تقرر الصفات الأساسية المميزة للخلطة الخرسانية. والخرسانة في حالتها المتصلدة تبدو مادة صخرية ذات مقاومة عالية للضغط أما في حالتها الطازجة فلها خاصية اللدونة التي تسمح بتشكلها في أي قالب معماري مطلوب، وتعتبر الخرسانة أكثر المواد الإنشائية شيوعاً وإستعمالاً في عصرنا الحديث وذلك لسهولة تواجدها والرخص النسبي للمواد المكونة لها، وأيضا لسهولة ورخص تصنيعها .

ويمكن استعمال الخرسانة بالاشتراك مع مواد أخرى لتكوين قطاعات مركبة حالة استخدام قطاعات الصلب مع الخرسانة أو لتكوين مواد مركبة كما في حالة إضافة أنواع معينة من الألياف إلى الخرسانة أثناء خلطها لتحسين بعض الخصائص المرغوبة وتعتبر الخرسانة مع حديد التسليح مادتين متكاملتين من حيث الخواص .

إن كثرة شيوع واستخدام الخرسانة العادية والمسلحة وسابقة الإجهاد في كافة الإنشاءات وفي كل الأماكن البرية والبحرية ولجميع الأغراض جعل الخرسانة المادة الأساسية للإنشاءات في القرن العشرين ، ويتوقف مستقبل تطور الخرسانة على توافر وتطوير المواد الخام المكونة لها وكذلك الإضافات ثم تحسين طرق صناعة الخرسانة والتي تشمل تصميم الخلطة والخلط والنقل والصب والدمك والتسوية والمعالجة , كذلك يتوقف مستقبلها على تقدم معلوماتنا الفنية في مجال الخرسانة , وعلى تكوين فئات مدربة ماهرة من العمال تنفذ كل التعليمات التي تعطى لهم . ولا يمكن أن تتقدم أي صناعة دون التقدم البحثي فيها، وتحمل معامل الأبحاث العبء الأكبر لتقدم البحث العلمي في الخرسانة، وتعمل من جانبها باستمرار على تحسين أنواع وخواص الخرسانة لتلائم كافة الأغراض الإنشائية المختلفة كما أن الخبرة العملية حصيلة تنفيذ المشروعات الهندسية الكبرى تضيف إلى تصميم وتنفيذ الخرسانة معلومات قيمة ذات أثر كبير في تطوير الخرسانة التي تتناسب والظروف المحلية للمشروعات المستقبلية.

تتلخص اهمية الدراسة في تأثير نوع مياه الخلط على مقاومة الضغط للخرسانة العادية بخمسة طرق للخلط وذلك باستخدام مياه جوفية من مناطق مختلفة بمنطقة وادي الشاطئ لخلط الخرسانة ، وتعتمد هذه الدراسة في الجانب النظري على جمع أكبر ما يمكن من المعلومات عن هذا الموضوع ، ومن الجانب العملي بعمل خلطة خرسانية قياسية باستخدام ماء قياسي صالح للشرب وخلطات أخرى تحتوي على انواع اخرى من المياه ، ومعالجة هذه الخلطات بطريقة الغمر بالمياه ، وتصل مدة المعالجة إلى 28يومًا.

البرنامج النظري

الاشتراطات القياسية لماء الخلط للخرسانة طبقا للمواصفات القياسية الليبية-- يعد الماء العنصر الأساسي في إنتاج الخرسانة وبدونه لا تتم التفاعلات الكيميائية التي تكسب الخرسانة خاصية التماسك والترابط , ويجب أن يكون مطابقا للمواصفات.

وتمكن وظائف الماء في الخرسانة في الاتي:

1. إماهة الإسمنت وتفاعله مكونا العجينة الإسمنتية والتي تعد المادة الفعالة في الخرسانة والتي تعمل على تماسك حبيبات الركام , وهو ما يعرف بالماء الكيميائي.

2. إعطاء الخرسانة درجة التشغيل المطلوبة وهو ما يعرف بالماء التشغيلي , حتى يجعل الخرسانة سهلة التعامل , إلا ان زيادة كمية الماء بغرض زيادة التشغيلية يؤدي الى نقص ملحوظ في المقاومة النهائية , وذلك نتيجة الفراغات الناشئة عن تبخر ماء الخلط بعد أن يحتل مكانا في خرسانة .

المواصفات القياسية الليبية لاشتراطات استخدام الماء كماء خلط للخرسانة تحدد في النقاط التالية :-

1) يجب أن يكون الماء المستعمل في الخرسانة خاليا من الزيوت والشحوم والأحماض والأملاح والمواد العضوية والطين والمواد الدقيقة الذائبة أو المعلقة وغيرها من المواد التي تؤثر بشكل سلبي على خواص الخرسانة الميكانيكية أو حديد التسليح.

2) يعتبر الماء الصافي الصالح للشرب صالحا لخلط الخرسانة ومعالجتها.

3) في حال عدم توافر الماء الصالح للشرب يمكن استعمال الماء من مصادر أخري ولكن بالشروط التالية:

- أن لا يزيد زمن الشك الابتدائي لعينات الإسمنت المجهزة بهذا الماء عن 30 دقيقة.
- أن لا يقل مقاومة الضغط لمكعبات الخرسانة بعد 7 و 28 يومًا والتي استعملت بواسطة هذا الماء عن 90 % من مقاومة الضغط لمكعبات مماثلة جهزت بماء الخلط صالح للشرب عند نفس العمر
- أن لا يزيد تركيز مواد غير العضوية على ما هو مبين بالجدول أدناه

جدول 1: الحد المسموح به لتركيز المواد غير العضوية في ماء الخلط

الأملاح الذائبة	2000 مجم\لتر
الكلوريدات	500 مجم\لتر
الكبريتات	1000 مجم\لتر
مجموع الكربونات والبيكربونات	1000 مجم\لتر
ايون الهيدروجين (PH)	8 - 6

3. عدم استعمال مياه البحر في خلط الخرسانة إلا عند الضرورة , فإنه يجوز استخدامه في خلط الخرسانة العادية بدون تسليح على أن لا يزاد محتوى الإسمنت للوصول الى المقاومة المطلوبة وبشرط توافر الخبرة السابقة في استعماله بنجاح.

4. يحظر استعمال المياه التي تحتوي على أيونات الكلوريدات في الخرسانة سابقة الإجهاد أو في الأجزاء الخرسانية التي تحوي داخلها تركيبات مصنوعة من الالمونيوم.

البرنامج العملي

المواد المستخدمة

الاسمنتCement -- الاسمنت المستخدم هو الإسمنت البورتلاندي العادي من مصنع البرج زليتن ، الفئة (***N*** 42.5) طبقا للمواصفات الليبية رقم 340\2009 م, ومن خصائصه يعتبر متوسط السرعة في التفاعل ويولد حرارة معتدلة أثناء الإماهة, نعومته متوسطة حيث مساحته السطحية النسبية بين gm/cm^2 (2250 و3250). والجدولان (2 و3) يوضحان نسب المركبات والخواص الفيزيائية للإسمنت المستخدم.

جدول 2: يوضح نسب المركبات في الإسمنت البورتلاندي العادي

المركب	الصيغة الكيميائية	الرمز المبسط	نسبة المركب %
ثلاثي سيليكات الكالسيوم	$3Cao.Sio_2$	C_3S	50 – 40
ثنائي سيليكات الكالسيوم	$2Cao.Sio_2$	C_2S	30 - 20
ثلاثي ألومينات الكالسيوم	$3Cao.Al_2o_3$	C_3A	11 - 9
رباعي الومينات الكالسيوم الحديدية	$4Cao.Al_2o_3.Fe_2o_3$	C_4AF	11 – 9

جدول 3: الخواص الفيزيائية للإسمنت

الاختبارات	النتائج	الحدود القياسية للمواصفات الليبية
زمن الشك الابتدائي	2 ساعة و15 دقيقة	لا يقل عن 45 دقيقة
زمن الشك النهائي	5 ساعات و20 دقيقة	لا يزيد عن 10 ساعات
النعومة	0.6 %	لا تزيد عن 10 %

الركام الخشن Coarse Aggregate -- الركام المستخدم هو حجر الدولومايت المستخرج من كسارة محروقة الشاطئ , نسبة امتصاص الماء $W_{ABS} = 1.93\%$ الوزن النوعي $G_{SDD} = 2,9$

الركام الناعم Fine Aggregate -- الرمل المستخدم هو رمل طبيعي من منطقة زلاف بوادي الشاطئ. معامل امتصاص الماء له $W_{ABS}=3\ \%$ ووزنه النوعي $GSSD = 2.66$

تم حساب كمية المياه استنادا الى نسبة الماء إلى الإسمنت. بشكل عام ، في هذه الدراسة تم استخدام اربعة انواع من المياه وتمت المقارنة بينها من حيث خواصها ومن حيث مقاومة المكعبات للضغط , النوع الاول هو المياه الصالحة للشرب وقد اخدت من منطقة حجارة بسبها العينات الثلاثة الاخرى تم اخدها من ابار من منطقة الشاطئ وهي البئر العام بمنطقة تامزاوه وبئر بمنطقة مشروع اشكدة الزراعي والبئر العام بمنطقة قيرة عادة ما تكون نوعية المياه المستخدمة في الخرسانة مناسبة للاستهلاك البشري. يجب تجنب استخدام المياه المحتوية على كميات كبيره من الشوائب الذائبة أو الصلبة لأنها تسبب تأثيرات مختلفة على خواص الخرسانة الطازجة والمتصلدة. الجدول(4) يوضح الخصائص الفيزوكيميائية لعينات المياه المستخدمة:-

جدول 4: الخصائص الفيزوكيميائية لعينات المياه المستخدمة

المنطقة	PH	TDS ملجم\لتر	الكلوريدات (ملجم\لتر)	الكبريتات (ملجم\لتر)	البيكربونات (ملجم\لتر)
تامزاوة	7.74	7519	938	108	2.07
اشكدة	8.18	4809	292.404	324	1.38
قيرة	8.08	4722	292.404	168.96	2.07

تصميم الخلطة الخرسانية

تم استخدام طريقة مركز أبحاث الطرق البريطانية (D.O.E) في تصميم الخلطة الخرسانية وتم تصميم الخلطة الخرسانية بناء على نوعية المواد المستعملة ومواصفاتها.

الاختبارات المعملية

اختبار الهبوط (Slump Test)-- الهدف من الاختبار هو تعيين قوام الخرسانة الطازجة ويعبر عنه بدرجة بلل الخرسانة الطازجة, معملياً تم قياس الهبوط لجميع الخلطات كان الهبوط للخلطة القياسية 3.2 ***cm*** وهذا الهبوط مطابق لما تم اعتماده في تصميم الخلط الخرسانية حيث كان الهبوط التصميمي من (3 و6) ***cm*** وكان الهبوط لدنًا في الخلطات الاخرى قريبا من الخلطة القياسية وتراوح بين 3.7 الى 4.2 سم, الجدول (5) يوضح قيم الهبوط لمختلف العينات.

جدول5: نتائج اختبار الهبوط

العينة	القياسية	تامزاوة	اشكدة	قيرة
الهبوط(mm)	32	37	42	40

اختبار معامل الدمك (Compacting Factor Test) -- يستعمل هذا الاختبار عادة للخرسانة الطرية والجافة ذات درجة تشغيل منخفضة , ويستخدم فيه جهاز وهو عبارة عن قالبين على شكل مخروط ناقص ومجهز بباب من الأسفل , يمكن التحكم بفتحه وإغلاقه , وقالب علي شكل أسطوانة أسفلهما, الغرض من الاختبار هو تحديد درجة قابلية تشغيل الخرسانة الطازجة لتحديد الجهد اللازم لعملية الدمك , التي تعطي خلطة متجانسة قليلة الفراغات ومقاومة للانفصال الحبيبي والجدول (6) يوضح نتائج اختبار معامل الدمك.

جدول 6: نتائج اختبار معامل الدمك

نوع العينة	وزن الخرسانة		معامل الدمك	نوع التشغيلية
	المدموكة جزئيا (mm)	المدموكة كليا (mm)		
العينة القياسية	17320	17980	0.963	عالية
عينة تامزاوة	17100	18000	0.95	عالية
عينة اشكدة	16950	17900	0.946	متوسطة
عينة قيرة	17050	18100	0.941	متوسطة

اختبار مقاومة الضغط (Compressive Strength Test)-- تم تعبئة ***36*** مكعبًا (*10*10*10*)*cm* لإجراء مقاومة الضغط بواقع 3 مكعبات لاختبارها بعد (7, 14, 28) يومًا. تمت المعالجة بالغمر حيث تغطى جميع أسطح العينات وتبقى العينات مغمورة إلي حين إجراء اختبار الضغط عليها.

جدول 7. مقاومة الضغط عند 7 ايام

الخلطة	مقاومة الضغط fcu (MPa)			
	المكعب 1	المكعب 2	المكعب 3	المتوسط
القياسية	26.16	25.98	26.22	26.12
تامزاوة	20.87	20.91	22.78	21,52
اشكدة	28.17	29.65	27.17	28.33
قيرة	25.83	21.57	20.63	22.68

جدول 8. مقاومة الضغط عند 14 يومًا

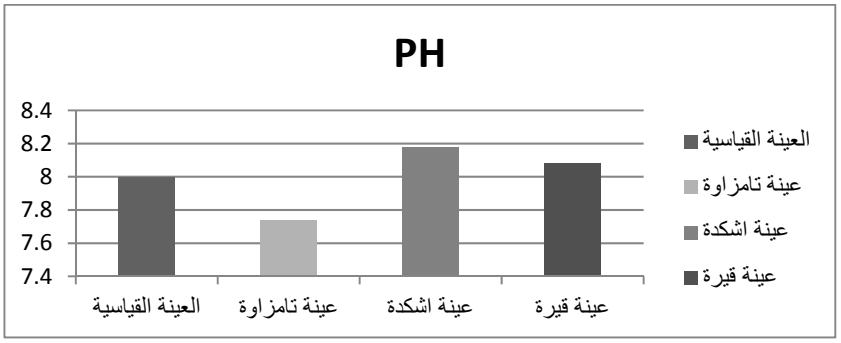
الخلطة	مقاومة الضغط fcu (MPa)			
	المكعب 1	المكعب 2	المكعب 3	المتوسط
القياسية	27.95	28.12	28.33	28.13
تامزاوة	25.06	27.79	24.44	25.76
اشكدة	27.41	32.02	33.29	30.91
قيرة	25.62	24.99	25.59	25.4

جدول 9. مقاومة الضغط عند 28 يومًا

الخلطة	مقاومة الضغط fcu (MPa)			
	المكعب 1	المكعب 2	المكعب 3	المتوسط
القياسية	29.25	28.88	29.33	29.15
تامزاوة	25.56	27.91	26.2	26.56
اشكدة	32.8	34.1	33.3	33.4
قيرة	28.56	29.93	27.3	28.6

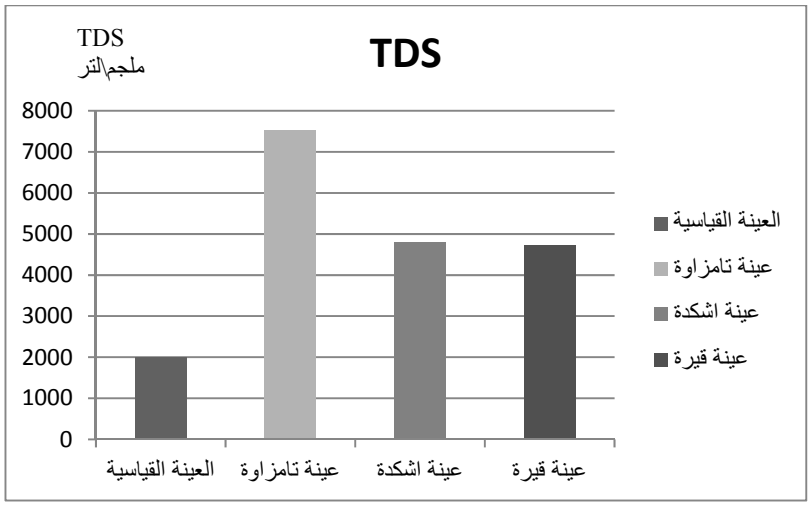
النتائج والمناقشة

من خلال النتائج المتحصل عليها والموجودة بالجدول رقم (4) ومقارنتها بخصائص ماء الخلط المطابق للمواصفات, اتضح ان الاس الهيدروجيني للعينات المأخوذة كانت 7.74, 8.18, 8.08 وهي بشكل عام تقع ضمن الحدود المسموح بها لمياه الخلط والتي يجب ان تتراوح من 6 الى 8 , والشكل (1) يوضح مقارنة الاس الهيدروجيني للعينات مع عينة المياه القياسية.



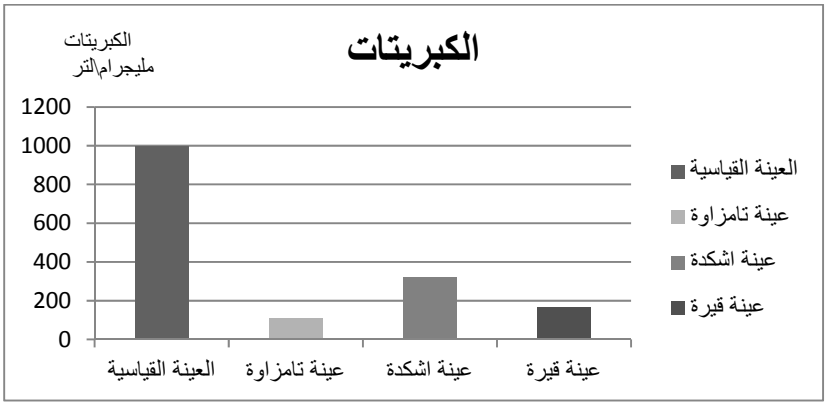
شكل 1: الاس الهيدروجيني للعينات ومقارنته بالعينة القياسية

الشكل (2) يوضح التركيز الكلي للأملاح الذائبة الكلية (TDS) للعينات, والتي كانت قيمتها 7519 مليجرام\ لتر لعينة تامزاوة و 4809 مليجرام\لتر لعينة اشكدة و 4733 مليجرام\لتر لعينة قيرة, حيث نلاحظ ان هذه القيم عالية مقارنة بقيمة العينة القياسية والتي يجب ان لا تتجاوز 2000 مليجرام\لتر. عليه تعتبر هذه العينات عالية الملوحة.



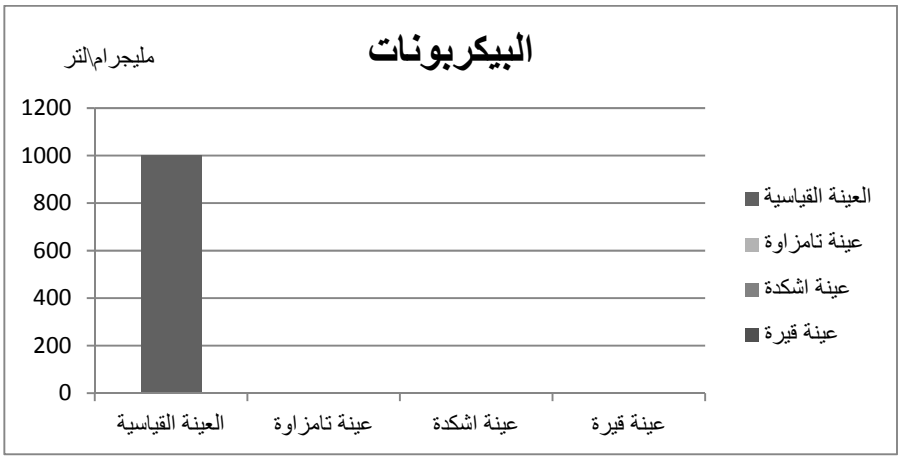
شكل 2: تركيز الاملاح الذائبة (TDS) للعينات ومقارنته بالعينة القياسية

من خلال الشكل (4) نلاحظ ان تركيز الكبريتات في عينات المياه لم يتجاوز الحد المسموح به وهو 1000 مليجرام\لتر.



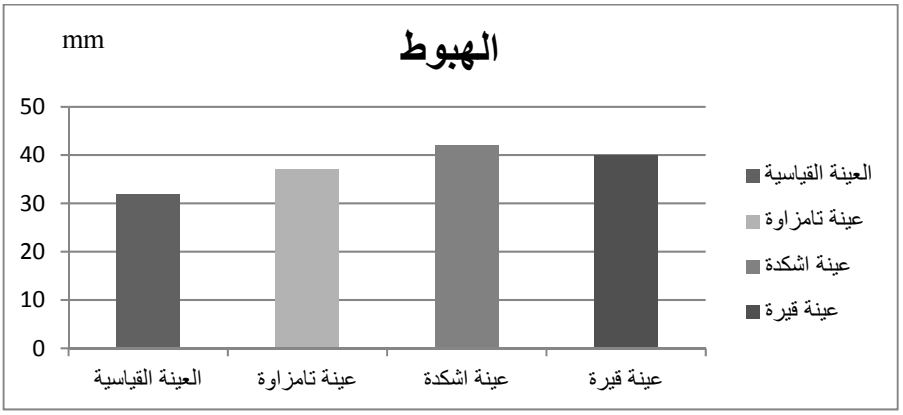
شكل 4: تركيز الكبريتات في العينات ومقارنته بالعينة القياسية

طبقا للمواصفات الخاصة بماء الخلط, لا تتجاوز قيمة البيكربونات في ماء الخلط 100 مليجرام\لتر, ومن خلال النتائج المتحصل عليها كما في الشكل (5) فان تركيز البيكربونات في عينتي تامزاوة ة وقيرة 2.07 مليجرام\لتر وفي عينة اشكدة 1,38 مليجرام\لتر وبالتالي تكون من ضمن الحدود المسموح بها.



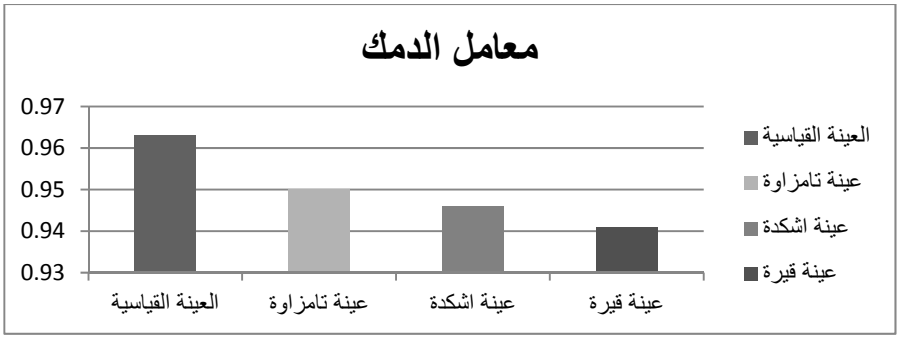
شكل 5: تركيز البيكربونات في العينات ومقارنته بالعينة القياسية

من خلال الدراسة لوحظ أن جميع الخلطات من تجربة اختبار الهبوط كانت خلطات جيدة القوام ونتائج الهبوط منخفض و لم تتعد حد المواصفات المطلوبة. تم قياس الهبوط لكل الخلطات الخرسانية والشكل (6) يبين نتائج الهبوط للخلطات للخرسانية ومقارنتها بالعينة القياسية .



شكل 6: اختبار الهبوط

شكل (7) يوضح القابلية التشغيلية للخلطات الخرسانية معبرا عنها بعامل الدمك, ومن خلال الشكل يتضح أن قابلية التشغيل عالية في العينة القياسية وعينة تامزاوة بينما كانت متوسطة في عينات اشكدة وقيرة.

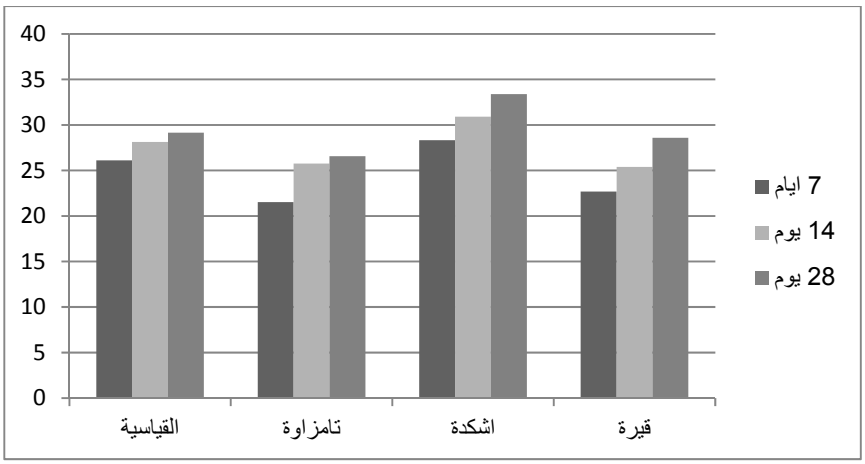


شكل 7: القابلية التشغيلية معبرا عنها بمعامل الدمك

من النتائج المعطاة في الجدول 7 يتضح ان عينة اشكدة بعد مرور 7 أيام تعطي أعلى قراءة, بينما عينة تامزاوة تعطي اقل قراءة , وبشكل عام فإن قيم العينات الثلاثة متقاربة مع العينة الرئيسية.

نلاحظ من الجدول (8) حدث ارتفاع ملحوظ لمقاومة الضغط بعد مرر 14 يومًا .

بعدما تم اختبار العينات بصفة عامة بعد مرور 28يومًا سجلت القراءات كما هو موضح في الجدول (9) ان عينة اشكدة سجلت اعلى قراءة مقارنة بالعينة القياسية بينما العينات الاخرى سجلت قيم اقل لمقاومة الضغط, والشكل (8) يوضح مقارنة بين قيم مقاومة الضغط في فترات مختلفة لجميع العينات.



شكل 8: مقاومة الضغط للعينات عتد 7, 14, 28 يومًا

الاستنتاجات

من خلال تحليل النتائج السابقة التي تم الحصول عليها نستنتج الاتي:-

1. الاس الهيدروجيني وتركيز الكبريتات والكربونات والبيكربونات لمياه منطقة تامزاوة تقع ضمن المواصفات المسموح بها, بينما تركيز الاملاح الذائبة الكلية (TDS) يعتبر عاليًا جدا مقارنة بمواصفات ماء الخلط، وبذلك تعتبر هذه المياه شديدة الملوحة, عادة ما تسبب الاملاح ترسبات على المدى البعيد حيث تحدث تآكل في الخرسانة وقد تسبب في ظاهرة التزهر وفي حال وجود الرطوبة فهي سوف تسرع عملية التصدع. كذلك تركيز الكلوريدات عال جدا مقارنة بالحد المسموح به وهو 500 مليجرام\لتر, حيث وصل تركيز

الكلوريدات في هذه العينة الى 938 مليجرام\لتر, ان املاح الكلوريدات تتفاعل مع حديد التسليح ويكوّن كلوريد الحديد ويسبب صدأ الحديد حيث يحدث تآكل للحديد ويقلل قطره. أكسيد الحديد يكوّن طبقة كبيرة ذات سمك أكبر مما يؤدي الى حدوث ضغط على الغطاء الخرساني فيحدث شروخًا ويعطي إنذارًا بذلك. بالرغم من ذلك كانت نتيجة قوام الخرسانة من خلال اختبار الهبوط جيدة القوام ولم تتعد حد المواصفات المطلوبة والتشغيلية من خلال اختبار معامل الدمك كانت متوسطة, وكذلك مقاومة الضغط كانت متقاربة جدا مع العينة القياسية.

2. بالنسبة لعينة اشكدة كانت قيمة الاس الهيدروجيني (PH) مرتفعة قليلا مقارنة بالحدود المسموح بها, وتعتبر الاملاح الذائبة الكلية (TDS) مرتفعة وبذلك تعتبر عالية الملوحة وقد تسبب نفس المشاكل التي ذكرت في الفقرة السابقة. تعتبر الكلوريدات و الكبريتات والبيكربونات منخفضة ولم تتجاوز الحدود المسموح بها. كانت نتائج قوام الخرسانة والتشغيلية مطابقة للمواصفات, وكذلك مقاومة الضغط كانت متقاربة جدا مع العينة القياسية.
3. الاس الهيدروجين (PH) والاملاح الذائبة الكلية (TDS) تتجاوز الحدود المسموح بها في عينة قيرة, بينما الكلوريدات و الكبريتات والبيكربونات كانت ضمن الحدود المسموح بها. ان ارتفاع تركيز املاح الكبريتات يؤدي الى تفاعلها مع جزيئات الكالسيوم الموجودة في مركبات الاسمنت (C3A-C2S-C3S) لتكون كبريتات الكالسيوم (الجبس) مما تؤدي لزياده حجمية كبيرة، كما ان كبريتات الكالسيوم تتفاعل مع حديد التسليح ويكون كبريتيد الحديد ويتلف. كانت نتائج قوام الخرسانة والتشغيلية مطابقة للمواصفات, وكذلك مقاومة الضغط كانت متقاربة جدا مع العينة القياسية.

المراجع

1. اثير زكي محسن. (2013), امكانية استخدام المياه الجوفية في محافظة بابل كماء خلط للخلطات الخرسانية, مجلة جامعة بابل, العلوم الهندسية, العدد 2, المجلد21
2. العربي احمد ناجي.(2017), التأثير البيئي للسحب الجائر للمياه الجوفية بوادي الشاطئ, رسالة ماجستير,قسم الهندسة المدنية, جامعة سبها.
3. عبدالسلام عكاشة. (2013), تكنولوجيا الخرسانة, منشورات جامعة سبها
4. محمود إمام. (2002), "الخرسانة, الخواص الجودة, الاختبارات. كلية الهندسة, جامعة المنصورة.
5. المواصفة القياسية الليبية رقم 294 لسنة, 1988 المياه المستعملة في الخرسانة.
6. ACI Committee 2 (2009), Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete (reapproved 2009), USA: ACI.
7. Aitcin P. (2004) High-Performance Concrete, New York: E & FN SPON.
8. British Standards Institution (2011), EN 197-1 Cement. Composition, Specifications and Conformity Criteria for Common Cements, BSI, London.
9. E.W. Gadzama*, O.J. Ekele, V.E. Anametemfiok And A.U. Abubakar.(2015)" Effects Of Sugar Factory Wastewater As Mixing Water On The Properties Of Normal Strength Concrete"International Journal Of Science, Environment Issn 2278-3687 (O) And Technology, 4, 3, 813 – 825
10. G.Reddy Babua, B.Madhusudana Reddy, N.Venkata Ramana. (2018), "Quality Of Mixing Water In Cement Concrete “A Review" Materials Today: Proceedings, 5, 1, 1, 1313-1320”
11. Hale W.M., Freyne S. And Russell B. (2009), "Examining The Frost Resistance Of High Performance Concrete," Construction And Building Materials, 23, 878-888.
12. I. H. Hassan O. M. Abdul-Kareem A. Y. Shihab. (2014)" Effect of Using Well Water as Mixing Water in Concrete" Al-Rafidain Engineering Vol.22 No. 5.
13. K. J. Kucche, S. S. Jamkar, P. A. Sadgir. (2015), " Quality of Water for Making Concrete:A Review of Literature," International Journal of Scientific and Research Publications, **5**, 1.
14. Mojumdar S.C. (2005), "Thermal Properties, Environmental Deterioration And Applications Of Macro-Defect-Free Cements," Research Journal Of Chemistry And Environment, **9**, 23-27.

تأثير البكتيريا على بعض الخواص الميكانيكية للخرسانة

نوري محمد الباشا[1]، فاطمة بشير دنقة [2]، أسماء أبوزيد الحواس[3]، عادل محمد الجيلاني[4]

1 أستاذ، قسم الهندسة المدنية، كلية الهندسة، جامعة صبراتة

3،2 طلبة دراسات عليا، قسم الهندسة المدنية، كلية الهندسة، جامعة صبراتة

4 أستاذ مشارك، قسم الهندسة المدنية، كلية الهندسة، جامعة طرابلس

ملخص

يساهم التطور السريع للبناء بشكل كبير في التلوث البيئي بسبب الطلب المتزايد على الخرسانة، نتيجة لانبعاث غاز ثاني أكسيد الكربون الذي يعد 8٪ من مصدره ناتجًا عن صناعة الإسمنت، حيث يتم إنتاج 3.5 مليار طن من الإسمنت سنويًا في جميع أنحاء العالم وتستهلك الصين وحدها 56.2٪ منه، ولتقليل استهلاك الإسمنت إلى حد ما أدى خلط الإسمنت مع المواد المعاد تدويرها مثل الرماد المتطاير *Fly Ash* وخبث الأفران العالية *Slag* ودخان السيليكا *Silica Fume* إلى تحسين خواص الخرسانة، ولكن مؤخرا من خلال العديد من الدراسات أثبت استخدام الخرسانة البكتيرية أيضا جدارته في الحد من التلوث البيئي لتحقيق التنمية المستدامة في مجال البناء.

تبحث هذه الورقة في مراجعة إمكانية إدخال البكتيريا في مواد البناء المستدامة من خلال تتبع بعض الدراسات المنشورة التي تناولت التأثير الإيجابي لبعض أنواع البكتيريا على عدد من الخواص الميكانيكية للخرسانة، حيث أثبتت إحدى الدراسات أن إضافة بكتيريا *Bacillus sphaericus* أدت من خلال اغلاق الشروخ إلى زيادة مقاومة الضغط بنسب 30.76٪ و46.15٪ و 32.21٪، وزيادة في مقاومة الشد بنسبة 13.75٪ و14.28٪ و18.35٪ عند عمر (3، 7، 28) يومًا على التوالي مقارنة بالخرسانة العادية، بينما في دراسة أخرى أظهرت إضافة بكتيريا *Bacillus sphaericus* أنه لا يوجد تحسن كبير في مقاومة الانحناء والسبب هو أن الرابطة بين ناتج الترسيب للبكتيريا والخرسانة لم تتطور بشكل جيد خلال 56 يومًا وقد يستغرق الأمر أكثر من 6 أشهر لإنشاء رابطة قوية بينهما. وعلى الرغم من أن الخرسانة البكتيرية أو الخرسانة ذاتية الإلتئام لاتزال في مرحلة البحث فإنها أسلوب بديل وصديق للبيئة، ويمكن أن يؤدي استخدامها إلى زيادة العمر للمنشآت الخرسانية عن طريق ترسيب كربونات الكالسيوم الذي يعمل على التئام الشقوق، وبالتالي تأمين توفير كبير في تكلفة الصيانة، والذي ينتج عنه تقليل الحاجة لاستخدام الاسمنت، وهذا بدوره يساهم في تقليل انبعاثات غاز ثاني أكسيد الكربون الناتج عن صناعة الإسمنت.

كلمات دالة: الاستدامة، البكتيريا، الخرسانة البكتيرية، الشقوق، مقاومة الضغط، مقاومة الشد، مقاومة الانحناء.

المقدمة

تعتبر الخرسانة مادة بناء قوية ورخيصة نسبيًا مقارنة بمواد البناء الأخرى، وأدى التوسع العمراني السريع إلى زيادة استهلاك الخرسانة، وهذا بدوره ينعكس سلبا على البيئة بسبب الطلب المتزايد على الإسمنت، ولتحقيق التنمية المستدامة لهندسة الإنشاء من الضروري الحد من استخدام الإسمنت في البناء، حيث يتسبب إنتاجه في انبعاثات كبيرة من غاز ثاني أكسيد الكربون في الغلاف الجوي، كما أن العيب الرئيسي للخرسانة هو أنه عندما تتشكل الشقوق الصغيرة فإنها تؤدي إلى انخفاض المقاومة والمتانة، كما أن دخول الرطوبة والمواد الكيميائية الضارة الأخرى من خلال هذه الشقوق يؤدي إلى تدهور الخرسانة بسبب مشاكل تآكل حديد التسليح، وبدون معالجة فورية ومناسبة تميل هذه الشقوق إلى التوسع أكثر وتتطلب في النهاية إصلاحا مكلفًا.

وبالتالي فإن تطوير الخرسانة البكتيرية هو أمر مطلوب بشكل عاجل لأسباب بيئية وإنشائية، حيث أنه عندما تحدث الشقوق في الخرسانة ويبدأ نفاذ الماء أو الرطوبة إليها، تنشط البكتيريا وتعمل على إستهلاك الأكسجين وتتغذى على لاكتات الكالسيوم Calcium lactate وتحولها إلى كربونات الكالسيوم Calcium carbonate التي تعمل على التئام الشقوق وملئها وإغلاقها، وهذا بدوره يقلل من تآكل حديد التسليح ونفاذية الخرسانة وبالتالي زيادة مقاومة وتحملية العناصر الخرسانية على المدى الطويل.

تم في هذه الدراسة تقديم مراجعة نظرية لتأثير نوعين من البكتيريا على الخواص الميكانيكية للخرسانة، وبناءً على الخواص التي تمت دراستها مثل مقاومة الضغط والشد، يتضح أن الخرسانة البكتيرية هي أسلوب جديد وفعال لتحسين هذه الخواص، مثل مقاومة الضغط والشد والانحناء من خلال اغلاق الشقوق، ومن ثم تحسين التحملية Durability.

آلية الترسيب لكربونات الكالسيوم الناتج عن البكتيريا

نتيجة الشحنة السالبة لجدار الخلية البكتيرية تسحب البكتيريا الكاتيونات من البيئة، بما في ذلك أيونات الكالسيوم $Ca2^{+}$ لتترسب على سطح الخلية.

وتنتج البكتيريا أنزيم اليورياز Urease داخل الخلايا، الذي يحفز اليوريا لإنتاج ثاني أكسيد الكربون والأمونيا, مما يؤدي إلى زيادة الأس الهيدروجيني في المناطق المحيطة، حيث تتفاعل أيونات الكالسيوم بعد ذلك مع أيونات ثاني أكسيد الكربون CO_3^{2-} مما يؤدي إلى ترسيب كربونات الكالسيوم $CaCO_3$ على سطح الخلية. ويمكن تلخيص التفاعلات الكيميائية الحيوية المحتملة في الوسط لترسيب كربونات الكالسيوم على سطح الخلية على النحو التالي [1]:

$$Ca^{2+} + Cell \rightarrow cell\text{-}Ca^{2+} \quad (1)$$

$$Cl^{-} + HCO_3^{-} + NH3 \rightarrow NH_4Cl + CO_3^{2-} \quad (2)$$

$$Cell\text{-}Ca^{2+} + CO_3^{2-} \rightarrow cell\text{-}CaCO_3\downarrow \quad (3)$$

تأثير البكتيريا على الخواص الميكانيكية للخرسانة

هناك العديد من أنواع البكتيريا القادرة على ترسيب كربونات الكالسيوم تحت تأثير العديد من العوامل والظروف المختلفة عن طريق إضافتها مباشرة إلى الخلطة الخرسانية في شكل خلايا تكاثرية أو أبواغ Spores أو سائل أو يتم تغليفها باستخدام مواد مختلفة ومركبات كيميائية لحمايتها من الظروف القلوية، وهذا بدوره يحسن بعضًا من الخواص الميكانيكية للخرسانة.

وفي هذا البحث سيتم عرض تأثير نوعين مختلفين من البكتيريا على الخواص الميكانيكية للخرسانة.

بكتيريا *Bacillus sphaericus*

هي بكتيريا متوسطة الحجم، توجد بشكل شائع في التربة، لها القدرة على مقاومة درجات الحرارة العالية والمواد الكيميائية والأشعة فوق البنفسجية، تعيش لفترة طويلة من الزمن، مكونة للأبواغ بقطر أقل من 0.9 ميكرومتر، وتنمو في درجة حرارة من35 إلى 37 درجة مئوية.

قام الباحث Parmar وآخرون بدراسة تأثير بكتيريا *Bacillus sphaericus* على الخواص الميكانيكية للخرسانة، ولدراسة مقاومة الضغط تم إعداد عينات مكعبة بأبعاد 6.70 مم×6.70 مم×6.70 مم وتم غمر العينات في

محلول كبريتات الماغنيسيوم $MgSO_4$ لمدة 28 يومًا، وبعد ذلك تم عمل شقوق في المكعبات الخرسانية كما هو موضح في الشكل رقم (1).

وتم تغطية الشقوق بعجينة البكتيريا الممزوجة بالرمل الناعم وإدخال عجينة البكتيريا في سطح الشق كما هو موضح في الشكل رقم (2) كل 6 ساعات لمدة 28 يومًا، وبعد ذلك تم إجراء اختبار الضغط عند عمر7 و28 و56 يوما.

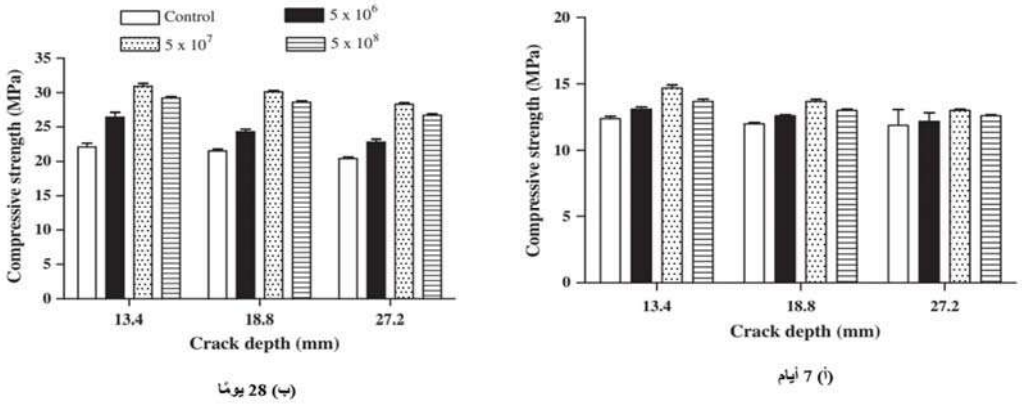
وتم إعداد 36 كمرة بأبعاد 500 مم×100مم×100مم لدراسة مقاومة الانحناء، ومعالجتها عند درجة حرارة الغرفة ورطوبة نسبية تزيد عن 90٪ لمدة 24 ساعة بعد الصب، وتمت معالجة العينات لمدة 28 يومًا، وعمل شقوق بعد ذلك وتم تغطية الشقوق بعجينة البكتيريا وتغذية البكتيريا كل 6 ساعات لمدة 28 يومًا، واجراء اختبار مقاومة الإنحناءعند 56 يوم. وتم التوصل إلى أنه عند إضافة *Bacillus sphaericus* في الشقوق وجد أن الزيادة في عمق الشق تقلل من مقاومة الضغط والانحناء، بينما وجود الخرسانة البكتيرية في الشقوق الأقل عمقا يحسن من مقاومة الضغط، حيث زادت 16.4٪ في اليوم السابع و17.3٪ في اليوم 28 و17.6٪ في اليوم 56 مقارنة مع عينات مرجعية لم تضف اليها البكتيريا، بينما لم يلاحظ تحسن كبير في مقاومة الانحناء والسبب هو أن الرابطة بين ناتج الترسيب للبكتيريا والخرسانة لم تتطور بشكل جيد خلال 56 يومًا، وقد يستغرق الأمر أكثر من 6 أشهر لإنشاء رابطة قوية بينهما [1].

ومن ناحية أخرى، قام الباحث Wang و آخرون باستخدام البكتيريا كعامل للالتئام الذاتي في الخرسانة، حيث تم استخدام تركيزين من محلول كلوريد الصوديوم (8.5 جم/لتر و60 جم/لتر) لإعادة تعليق البكتيريا، وكان المعلق البكتيري لبكتيريا *Bacillus sphaericus* بتركيز 10^9 خلية/مل، واستخدم البولي يوريثان وهلام السيليكا Silica Gel لأغراض التغليف، وتم التوصل الى زيادة في مقاومة الضغط بنسبة 60٪ عند استخدام البولي يوريثان، و5٪ عند استخدام هلام السيليكا، ويرجع السبب في زيادة مقاومة الضغط إلى ترسيب كربونات الكالسيوم $CaCO_3$ داخل مسام الخرسانة [2].

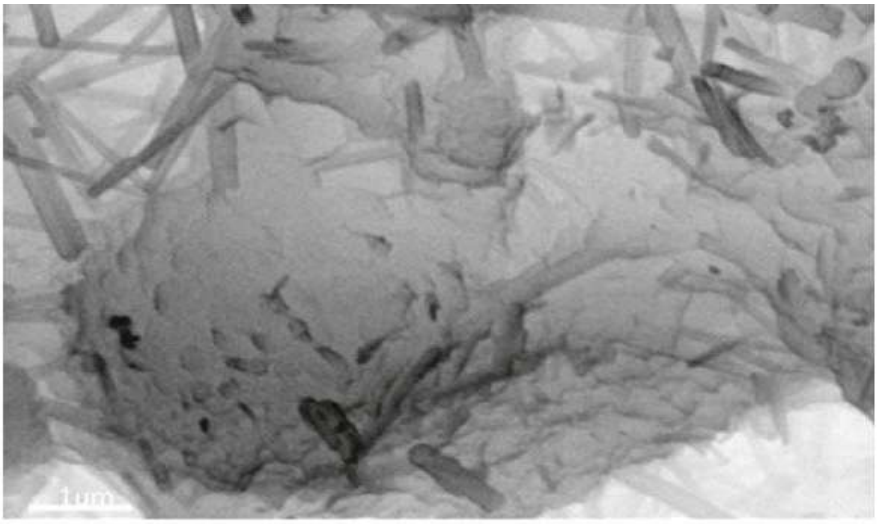
شكل 1: شكل الشقوق في المكعبات الخرسانية[1]

شكل 2: تغطية الشقوق بعجينة البكتيريا الممزوجة بالرمل الناعم [1]

ودرس الباحث Achal و آخرون استخدام بكتيريا *Bacillus sphaericus* بإضافتها مباشرة في الخلطة الخرسانية بتركيز 5×10^7 خلية/مم^3 لعينات مكعبة بأبعاد 70.6مم × 70.6مم × 70.6مم، وتم عمل شقوق بعمق (13.4، 18.8، 27.2) مم وملئها بمونة اسمنتية محتوية على بكتيريا بتراكيز مختلفة. وتوصلت هذه الدراسة إلى أن مقاومة الضغط زادت لجميع التراكيز البكتيرية ولمختلف عمق الشق كما هو موضح في الشكل رقم (3). وكانت أقصى زيادة لمقاومة الضغط في الخلطة الخرسانية بتركيز 5×10^7 خلية/مم^3 وبعمق الشق 13.4 مم مقارنة بالعينة المرجعية عند 7 و28 يومًا, ويمكن أن يرجع السبب في انخفاض مقاومة الضغط بزيادة عمق الشق الى ارتفاع درجة الحموضة، وبالتالي تكون الخلايا البكتيرية في حالة غير نشطة بسبب توقف تدفق المواد الغذائية والأكسجين إلى الخلايا البكتيرية، اي تقوم بسد بعض المسام وترك بعض الفراغات، كما هو موضح في الشكل رقم (4)، وهذا يضعف من مقاومة الضغط [3].



شكل 3: مقاومة الضغط عند عمر 7 أيام 28 يومًا لشقوق بأعماق تركيزات مختلفة من Bacillus sphaericus [3]



شكل4: صورة مجهرية مأخوذة من الشقوق العميقة [3]
تظهر ترسب كربونات الكالسيوم مع وجود عدد قليل من الثقوب الفارغة التي توجد بها الخلايا البكتيرية

وقد لاحظ الباحث Gandhimathi زيادة في مقاومة الضغط للخرسانة البكتيرية بنسبة 13.07٪ و13.75٪، ومقاومة الشد بنسبة 3.15٪ و7.25٪ عند إضافة بكتيريا *Bacillus sphaericus* بتركيز 10 مل و 20 مل للخلطة الخرسانية على التوالي مقارنة بالعينة المرجعية [4].

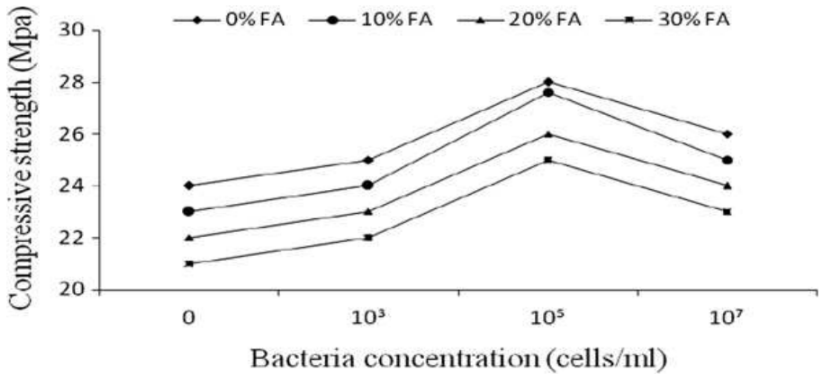
بينما كانت نسبة الزيادة في مقاومة الضغط والشد أعلى في النتائج التي توصل اليها الباحث Gavimath و آخرون، حيث كانت الزيادة في مقاومة الضغط بنسب 30.76٪ و46.15٪ و 32.21٪، والزيادة في مقاومة الشد بنسب 13.75٪ و14.28٪ و18.35٪ في اعمار 3 و 7 و28 يوما على التوالي باستخدام بكتيريا *B.sphaericus* مقارنة بالخرسانة العادية [5].

بكتيريا (*Bacillus pasteurii* (*Sporosarcina pasteurii*

هي بكتيريا لها شحنة سالبة على جدار الخلية الخارجي، وهي بكتيريا غير ضارة تعيش بشكل شائع في التربة، تحتاج إلى مصدر اليوريا والكالسيوم لترسيب كربونات الكالسيوم $CaCO_3$ وتنتج أنزيم اليورياز Urease داخل الخلايا ويشكل حوالي 1٪ من الوزن الجاف للخلايا.

أظهرت إضافة بكتيريا ***S**. pasteurii* إلى العجينة الإسمنتية بتركيز 10^7 خلية/مل، زيادة في مقاومة الضغط بنسبة 17٪ لمدة 28 يومًا مقارنة بالعينات المرجعية، من قبل الباحث Achal وآخرون، وترجع الزيادة في مقاومة الضغط بشكل أساسي إلى تماسك المسام داخل الخرسانة مع ترسيب كربونات الكالسيوم [6].

وقام Chahal وآخرون باستخدام رماد متطاير بنسب 10٪ و 20٪ و 30٪ من وزن الإسمنت، وبكتيريا *S. Pasteurii* بتركيز (10^3، 10^5، 10^7) خلية/مل بإضافتها مباشرة إلى الخلطة الخرسانية، وتم التوصل إلى أن أعلى مقاومة ضغط كانت عند تركيز بكتيريا 10^5 خلية/مل، حيث زادت بنسبة 22٪، كما هو موضح في الشكل رقم (5) [7].



شكل 5: مقاومة الضغط لعينات خرسانية بنسب مختلفة من الرماد المتطاير والخلايا البكتيرية [7]

وتم الحصول على نتائج مماثلة من قبل باحثين آخرين، حيث أظهرت نتائج الدراسة أنه بسبب إضافة البكتيريا في خرسانة الرماد المتطاير، زادت مقاومة الضغط والتي بدورها ستزيد من متانة الخرسانة, ويرجع السبب أيضاً في الزيادة في مقاومة الضغط إلى تماسك المسام داخل خرسانة الرماد المتطاير مع ترسيب كربونات الكالسيوم الناتج عن البكتيريا [8].

وقام الباحث Chahal وزملاؤه ايضا بإضافة بكتيريا (S. pasteurii) Urecalytic مباشرة إلى الخلطة بتركيزات مختلفة (10^3،10^5،"10^7) خلية/مل، واستبدال كمية الإسمنت بنسب إحلال (0٪،10٪، 20 ٪،30٪) من الرماد المتطاير و(5٪ ، 10٪) من دخان السيليكا، وإجراء اختبار الضغط لعينات خرسانية بأبعاد 150مم× 150مم× 150مم عند 28 و 91 يومًا. وتوصلت الدراسة إلى أن مقاومة الضغط زادت عند تركيز بكتيريا 10^5 خلية/مل لجميع عينات خرسانة الرماد المتطاير، وزادت مقاومة الضغط بنسب 19٪ و 12٪ لعينات الخرسانة بنسبة (20٪ رماد المتطاير، 10٪ دخان السليكا)، (30٪ رماد متطاير، 10٪ دخان السليكا) وبكتيريا بتركيز 10^5 خلية/مل على التوالي. ويشير هذا إلى أن فراغات الخرسانة قد تكون مسدودة بسبب ترسيب كربونات الكالسيوم التي تكونت بواسطة البكتيريا [9].

وعند تحضير مكعبات إسمنتية بأبعاد 5.0سم×5.0سم×5.0سم من قبل الباحث Bang وزملائه وعمل شقوق بعمق 2.54 سم، وعرض 0.312 سم، وملء الشقوق بمونة إسمنتية مضاف إليها بكتيريا مغلفة برغوة البولي يوريثان PU بتركيز (5×10^7 خلية/شق، 5×10^8 خلية/شق، 5×10^9 خلية/شق) ومعالجتها في محلول اليوريا وكلوريد الكالسيوم لمدة (7، 28) يومًا على التوالي، تم التوصل إلى أن أعلى مقاومة للضغط تم الحصول عليها كانت للمكعبات التي تمت معالجتها بتركيز 5×10^9 خلية/شق لمدة 7 أيام، ومع زيادة العمر28 يومًا كانت الزيادة هامشية بالمقارنة مع

عمر7 أيام، وفي هذه الدراسة لوحظ أن بكتيريا B. pasteurii المغلف باستخدام البولي يوريثان المستخدم في معالجة الشقوق الخرسانية تؤدي إلى ترسيب كربونات الكالسيوم [10].

الاستنتاجات

تعتبر البكتيريا مادة جديدة في صناعة البناء، ومن خلال مراجعة مجموعة من الدراسات حول تأثير بعض من أنواع البكتيريا على بعض من الخواص الميكانيكية للخرسانة وجد أن لها تأثيرًا إيجابيًا في تحسين هذه الخواص وعلاج الشقوق في الخرسانة، وعلى الرغم من أن الخرسانة البكتيرية لاتزال في مرحلة البحث والدراسات فإن استخدامها سيؤدي الي توفير في استخدام مواد البناء، عن طريق ترسيب كربونات الكالسيوم الناجم عن البكتيريا كأسلوب بديل وصديق للبيئة لإصلاح الشقوق و التئامها مما يقلل النفاذية وتآكل حديد التسليح، وينتج عنه توفير كبير في كمية الاسمنت المستخدم في إغلاق الشقوق، وبالتالي تقليل انبعاثات غاز ثاني أكسيد الكربون الناتج عن صناعة الإسمنت. وبالتأكيد فإن التكلفة الأولية لهذا النوع من الخرسانة ستكون مرتفعة مقارنة بالخرسانة العادية ولكنها سوف توفر من تكلفة الصيانة وبالتالي توفير الوقت والجهد على المدى الطويل، بالإضافة إلى الحصول على منشآت اقتصادية في التصميم والتنفيذ وذات استدامة اكبر. ومن دون شك ستترك هذه التقنية أثرها في مجال البناء في المستقبل القريب خصوصا انه يتم العمل على تطويرها في المختبرات، وعليه يوصى بالتركيز في ليبيا على هذا المجال المستجد لدراسة إمكانية تطبيقه والاستفادة منه محليا.

تم في هذه الدراسة مراجعة تأثير نوعين من البكتيريا على الخواص الميكانيكية للخرسانة، ومن النتائج التي تم التحصل عليها يمكن استنتاج الآتي:

1- إن إضافة بكتيريا Bacillus sphaericus أدى إلى زيادة مقاومة الضغط بنسبة 30.76٪ و46.15٪ و 32.21٪، وزيادة في مقاومة الشد بنسبة 13.75٪ و14.28٪ و18.35٪ عند عمر (3،7،28) أيام على التوالي مقارنة بالخرسانة العادية. بينما في دراسة أخرى أظهرت إضافة هذه البكتيريا أنه لا يوجد تحسن كبير في مقاومة الانحناء والسبب هو أن الرابطة بين ناتج الترسيب للبكتيريا والخرسانة لم تتطور بشكل جيد خلال 56 يومًا.
2- أظهرت إضافة بكتيريا *S. pasteurii* إلى العجينة الإسمنتية بتركيز 10^7 خلية/مل زيادة في مقاومة الضغط بنسبة تصل إلى 17 % لمدة 28 يومًا، وعند تركيز 10^5 خلية/مل كانت الزيادة في مقاومة الضغط 22%، وهذا بسبب إغلاق المسام داخل الخرسانة عن طريق ترسيب كربونات الكالسيوم.

التوصيات

يوصي المؤلفون بإجراء دراسات محلية لمحاولة نقل هذه التقنية وتطبيقها محليا من حيث التكلفة ومدى إمكانية نجاح التطبيق العملي، والتركيز على بعض الجوانب التي تعتبر المعلومات والبيانات المتاحة حولها محدودة إلى حد ما في الدراسات السابقة، والتي يمكن عرضها في الآتي:

1- دراسة مدى إمكانية تنفيذ اسلوب التئام الشروخ بالبكتيريا في ظروف بيئية متنوعة ومختلفة معمليا وحقليا، وخصوصا من حيث درجة الحرارة والرطوبة.

2- دراسة مدى إمكانية تصنيع بكتيريا اغلاق الشقوق كمادة ترميم تجارية سهلة الاستخدام، في صورة طلاء أو مادة حقن.

3- دراسة امكانية تأثير كربونات الكالسيوم التي تتكون في الشروخ عند سدها، على انقاص قلوية الخرسانة، وبالتالي زيادة احتمالية فقد الحماية القلوية المتوفرة لحديد التسليح ضد التآكل.

4- إجراء تحاليل كيميائية للخرسانة؛ للوصول إلى إدراك أشمل لأسباب ارتفاع المقاومة عند استخدام البكتيريا لالتئام الشروخ المفتوحة.

المراجع

1. Parmar, A., Patel, A. Shah, P. 2013. Improvement of the concrete cracks by using Bacillus Sphaericus. International Journal of Engineering Development and Research. pp. 82-84.
2. Wang, J., Van Tittelboom, K., De Belie, N. and Verstraete, W. 2012. Use of silica gel or polyurethane immobilized bacteria for self-healing concrete. Construction and building materials. 26.1, pp. 532-540.

3. Achal, V., Mukerjee, A. and Reddy, M.S. 2013. Biogenic treatment improves the durability and remediates the cracks of concrete structures. Construction and Building Materials 48, pp. 1-5.
4. Gandhimathi, A. et al. 2012. Experimental study on self–healing concrete. Emerging Trends in Engineering Research, pp. 978-993.
5. Gavimath, C. C. Et al. 2012. Potential application of bacteria to improve the strength of cement concrete. International journal of advanced biotechnology and research 3.1, pp. 541-544.
6. Achal, V., et al. 2009. Lactose mother liquor as an alternative nutrient source for microbial concrete production by Sporosarcina pasteurii. Journal of industrial Microbiology and biotechnology 36.3, pp. 433-438.
7. Chahal, N., Siddique, R. and Rajor, A. 2012. Influence of bacteria on the compressive strength, water absorption and rapid chloride permeability of fly ash concrete. Construction and Building Materials 28.1, pp. 351-356.
8. Ramakrishnan, V., Bang, S. S. and Deo, K. S. 1998. A novel technique for repairing cracks in high performance concrete using bacteria. Proc. of the Int. Conf. on HPHSC. p.p. 597-618.
9. Chahal, N., and Siddique. 2013. Permeation properties of concrete made with fly ash and silica fume: Influence of Ureolytic bacteria. Construction and Building Materials 49, pp. 161-174.
10. Bang, S. S. and Ramakrishnan, V. 2001. Microbiologically-enhanced crack remediation (MECR). Proceedings of the Microbiological Society of Korea Conference. pp. 26-36.

The Effects of Some Admixtures on the Workability and the Strength of Geopolymer Concrete

Najeb Sawsi
Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Sabratah University

ABSTRACT

Among the most important advances of research and technological development for viable applications of coal-fired fly ash, the development of new inorganic polymeric materials, named alkali activated cement or "Geopolymers", seems to gain increasing attention during the last twenty years. In this paper, the effects of superplasticiser, sodium hydroxide solution concentration, and the ratio of sodium silicate to sodium hydroxide on the workability and the strength of geopolymer concrete were investigated. Four different mix compositions were investigated. Low calcium fly ash (5% CaO) was used in this study. Three different concentration values of sodium hydroxide solution were used (8M, 12M, and 14M). The slump and setting time of each sample type are measured, as well as the compressive strength at 28 days. Results showed that the workability improved with the increase in superplasticizer dosage. An increase in strength and a decrease in workability of these concrete samples were observed with the increase in molarity of NaOH solution from 8M to 14M. The setting time will decrease by increasing the concentration of sodium hydroxide solution, and vice versa.

Keywords: geopolymer concrete, setting time, compressive strength, workability, and slump test

INTRODUCTION

Geopolymers are inorganic polymeric materials. Chemically, geopolymers consist of three-dimensionally cross-linked units of AlO^{4-} and SiO_4 tetrahedra, where positive ions (Na^+, K^+, Li^+, Ca^{2+}, Ba^{2+}, H_3O^+, et al.) must be present to balance the negative charges of the framework [1],[7]. It was Davidovits (1989, 1991, 1994a) who first examined the chemistry of such material in details and coined the term "geopolymer" in the 1980's [2]. Structural units such as siliate (-Si -O-Al -), sialate-siloxo (-Si -O-Al -O-Si -O-) and sialatedisiloxo (-Si -O-Al -O-Si -O-Si -O-) were proposed by Davidovits to envisage the chemical structure of geopolymers. Geopolymerization process is based on a complicate heterogeneous reaction that takes place between a solid material rich in alumina-silicate oxides and an alkali metal silicate solution under highly alkaline conditions. The geopolymerization reaction is exothermic and carried out under atmospheric pressure at temperatures below 100oC [3],[9]. The most proposed mechanism for geo-polymerization process includes the following four stages , which proceed in parallel and thus, it is impossible to be clearly distinguished : (i) dissolution of Si and Al from the solid alumina silicate materials in the strong alkaline aqueous solution. (ii) formation of Si and / or Si-Al oligomers in the aqueous phase, (iii) poly condensation of oligomers to form a three-dimensional alumina silicate framework and (iv) bonding of the undissolved solid particles into the geopolymeric framework and hardening of the whole geo polymeric system [3],[6].

According to previous studies (Hua et al., 1999 ; Swanepoel et al., 2002), geopolymerisation involves a chemical reaction between various aluminosilicate oxides with silicates under highly alkaline conditions, which can be presented schematically as folowwing:

$$n(Si_2O_5, Al_2O_2) + 2nSiO_2 + 4nH_2O + \frac{NaOH}{KOH} \rightarrow \mathrm{Na^+, K^+ + n(OH)_3 - Si - O - Al - -O - Si - (OH)_3}$$

(Si − Al material) $(OH)_2$

(Geopolymer precusor)

$$n(OH)_2 3 - Si - O - Al - -O - Si(OH) \rightarrow (Na^+, K^+) - (-Si - O - Al - -O - Si - O -) + 4H_2O$$

$(OH)_2$ o o o

(Geopolymer backbone)

Geopolymers possess excellent physic-chemical and mechanical properties, including low density, micro- or Nano- porosity, negligible shrinkage, high strength, great surface hardness and significant thermal stability, fire and chemical resistance [3]. Due to these properties, these materials are viewed as alternative materials for certain industrial applications in the areas of construction, transportation, road building, aerospace, mining and metallurgy[5].

The utilization of coal-fired fly ash in the development of geopolymers for construction purposes has been and continues to be subject of many research studies.However, there are very limited research data on Geopolymer concrete available in the literature. This paper presents the

results of the effects of superplasticiser, sodium hydroxide solution concentration, and the ratio of sodium hydroxide to sodium silicate on the workability and the strength of geopolymer concrete.

METHODOLOGY

Material Selection

Fly Ash

In the experimental work, dry low-calcDium fly ash obtained from thermo electric power station was used as the base material. American Standard Testing and Material (ASTM C618) classify fly ash into Class F and C depending mainly on CaO content and the fly ash used in the research was Class F with 5% CaO. The chemical composition of fly ash was described in table (1).

Table 1: Chemical Composition of Fly Ash

Compounds	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	$SiO_2+Al_2O_3+ Fe_2O_3$	CaO	P_2O_5	SO_3	K_2O
Mass (%)	51.3	30.1	4.57	85.9	5.06	1.6	1.4	1.56

Granulated Ground Blast-furnace Slag (GGBS)

Aggregates

Coarse aggregate used in this research was mixed between Lime-stone coarse aggregate and P-stone coarse aggregate with maximum size of 12 mm with 1:1 ratio, and the fine aggregate was 2NS-sand fine aggregate with maximum size of 1.18 mm According to (ASTM C33-07, 2008) and (ASTM E11-04, 2008)standard limitation for sieve analysis test.

Alkaline Solution

Alkaline solution plays an important role in geopolymer synthesis for the dissolution of silica and alumina as well as for the catalysis of polymerization reaction . In this experiment, a combination of sodium silicate and sodium hydroxide was chosen as the alkaline liquid. Na_2SiO_3 used with a composition of 40% water and SiO_2 /Na_2O =2. NaOH was dissolved in distilled water to avoid the effect of unknown contaminants in the mixing water. The activator alkaline solution was prepared at least one day prior to its use. The different concentration NaOH solution was 8M, 12M & 14M. NaOH solution with a concentration of 8M consisted of 8x40 = 320 grams of NaOH solids (in flake or pellet form) per litre of the solution, where 40 is the molecular weight of NaOH. In order to make 1 Kg of 8M, 12M &14M solutions, 68%, 52%, and 44% of water were added to the pellets to make the solutions 8M, 12M &14M respectively.

Super plasticizer (SP) (Sodium naphthalene sulfonate formaldehyde condensate) was used to increase the workability to the extent required for self compactability of Geopolymer Concrete. The amount of SP used in this research can be found in table (2) as well as the amount of water used in the mix design if any.

Mixing Method

340 gram of fly ash and 60 gram of Granulated Ground Blast Furnace slag (GGBS) and the aggregates were first mixed together for about 3 minutes. The sodium silicate solution and the sodium hydroxide solution were mixed together one day prior to use to prepare the alkaline liquid. On the casting day of the specimens, the alkaline liquid was mixed together with the super plasticizer and the extra water (if any) to prepare the liquid component of the mixture. The liquid

component of the mixture was then added to the dry materials and the mixing continued for further about 4 minutes to manufacture the fresh geopolymer concrete.

Casting and Curing

Cylindrical molds of 150 mm high and 75mm in diameter (According to ASTM C39-08) are used to cast the samples in three layers. Each layer is well compacted by tamping rod of diameter 16 mm. After 24 h of casting, all specimens were demolded, and then placed in an oven for thermal curing (heating) for 28 days in 60ºC.

Table 2: Mix Design Proportion

Mix Sample	Fly Ash (kg/m^3)	GGBS (kg/m^3)	Coarse Agg. (kg/m^3)	Fine Agg. (kg/m^3)	Na-Silicate (kg/m^3)	NaOH (kg/m^3)	S.P (kg/m^3)	Water (kg/m^3)	Curing	
									Time (Days)	Temp. (ºC)
S1	340	60	1280	560	104	40(14M)	0	22.5	28	60
S2	340	60	1280	560	104	40(8M)	6	22.5	28	60
S3	340	60	1280	780	104	40(14M)	6	22.5	28	60
S4	340	60	1240	600	72	72(12M)	6	25.0	28	60

Test Procedure

Setting time

The initial setting time is the time period between the alkali activator solution added to binder (Fly ash) and the time at which Vicat's needle stops around 4mm to 5mm before striking the glass plate, and the finale setting time is the time period between alkali activator solution is added to binder and the time at which Vicat's needle doesn't make any impression on the surface of the paste. The setting time test was done for all the four compositions according to ASTM C191 by using Vicat's needle. The test was done at room temperature (23ºC).

Slump test

The slump test is an empirical test that is used for the measurement of the fresh property of geopolymer concrete such as consistency and workability. The test has been done per ASTM C143-08 "Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete". The procedures which had been followed to find the slump value were as follows: a standard concrete slump test cone with 305 mm ((12″) high, the base 203mm (8″) diameter, and 102mm (4″) diameter at the top. The cone was placed on a smooth surface plate, the small diameter at the top, and the container was filled with fresh geoplymer concrete in three layers. Each layer was tamped 25 times with a standard 16 mm (5⁄8″) diameter steel rod before adding the next layer. The final top surface of geopolymer concrete was struck off by means of a screeding and rolling motion of the tamping rod. The cone was firmly held by foot-rests against its base during the operation. After the filling, the cone was slowly lifted and put upside down and then measure the slump value.

Compressive Strength Test

To measure the compressive strength of the samples, 3 cylinder samples for each composition (as described in C) were tested. A high capacity MTS-810 testing machine was used. The test had been done at laboratory temperature (23ºC).

RESULTS AND DISCUSSION

Effect of Super Plasticiser on the workability and the strength of the geopolymer concrete

The relative slump and compressive strength of the geopolymer concrete with using sodium hydroxide solution (14 M concentration) with and without using SP are presented in Figs. 1 (a) and (b) respectively. As can be seen in these figs, relative slump of the geopolymer concrete mix composition S3 with using SP was significantly increased with respect to that of the mix composition S1 without using any SP, and it can be seen also that, S2 and S4 have better degree of workability but they have deferent M concentration, while the compressive strength of the mix composition S3 with using SP has a reduction of 5.26% with respect to that of the mix composition S1without using any SP. The increase in relative slump was 42.85% for the mix composition S3 with using SP with reference to the mix composition S1 without using any SP.

It can be concluded that in the case of fly ash based geopolymer activated by NaOH solution (14.0 M concentration), SP are an effective additive resulted in 42.85% increase in relative slump without having any large negative effect on compressive strength with reference to the mix composition without using any SP. Similar results have been reported by (Behzad Nematollahi, and Jay Sanjayan 2014)[4] for geopolymer concrete activated by NaOH (8M). These researchers concluded that fly ash based geopolymer paste activated by only NaOH solution (8.0 M concentration), naphthalene (N) based SP (second generation) was an effective type resulted in 136% increase in relative slump without having any negative effect on the compressive strength with reference to the fly ash based geopolymer paste without using any SP.

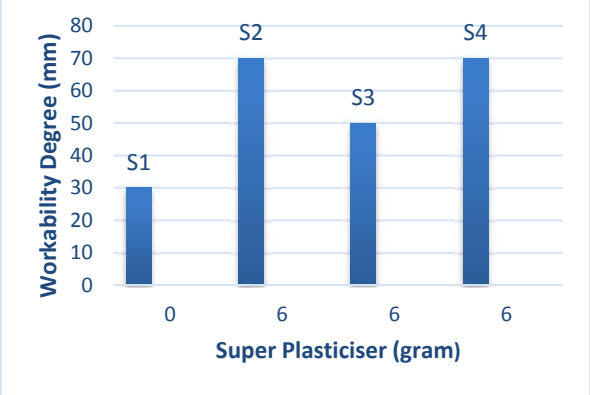


Fig. 1.a: Effect of Super Plasticiser on the Workability of the Geopolymer Concrete

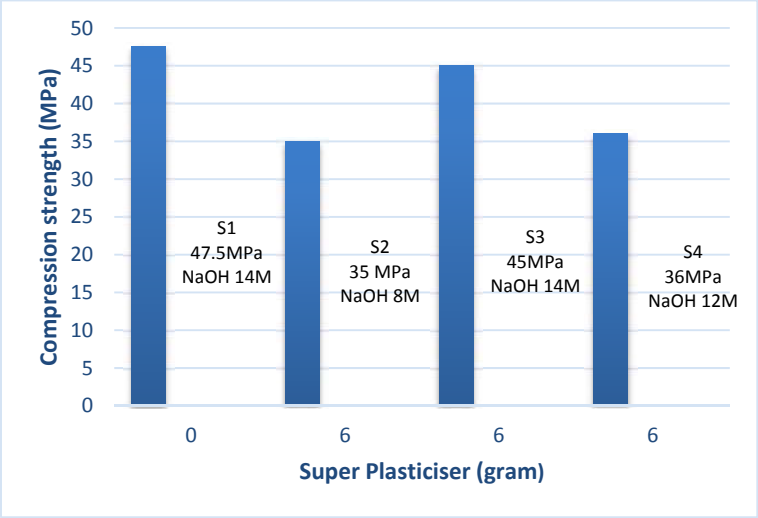


Fig. 1.b: Effect of Super Plasticiser on the Strength of the Geopolymer Concrete

Effect of Sodium hydroxide solution concentration on the workability, setting time, and the strength of the geopolymer concrete

The relative slump, compressive strength, and the setting time of the geopolymer concrete with using sodium hydroxide solution concentration 8M, 12M, and 14Mwith using SP are presented in Fig. 2. As can be seen in this fig., relative slump of the geopolymer concrete with NaOH concentration 8M, and 12M has no change, however, the relative slump of the geopolymer concrete with NaOH concentration 14M was decreased by 28.57% (from 70mm to 50mm). The initial setting time as well was decreased from 130min to 115min by increasing the concentration of sodium hydroxide solution from 8M to 14M, while the compressive strength was increased from 35MPa to 45MPa by increasing the concentration of sodium hydroxide solution from 8M to 14M.

It can be concluded that, workability, and the setting time will decrease by increasing the concentration of NaOH, while the compressive strength will increase by increasing the concentration of NaOH.

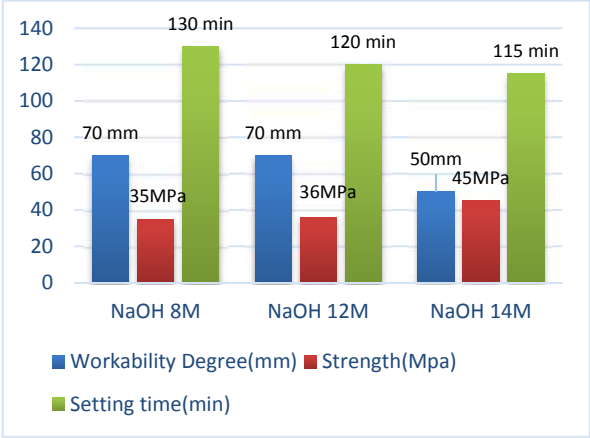


Fig.2: Effect of Sodium Hydroxide Solution Concentration on the Workability, Initial Setting Time, and the Strength of the Geopolymer Concrete

Effect of the ratio of sodium silicate solution to sodium hydroxide solution on the workability and the strength of the geopolymer concrete

The relative slump and compressive strength of the geopolymer concrete with using different ratio of sodium silicate solution to sodium hydroxide solution are presented in Fig. 3. As can be seen in this fig., relative slump of the geopolymer concrete and the compressive strength have no large change in term of changing sodium silicate solution to sodium hydroxide solution ratio.The benefit of using less sodium silicate is the cost. The cost of Na_2SiO_3 is more expensive than NaOH, so it should be noted that when the ratio of the sodium silicate solution to sodium hydroxide solution is decreased from 2.6 to 1 it is cost effective, and it has no large effect on the workability, and the strength of geopolymer concrete.

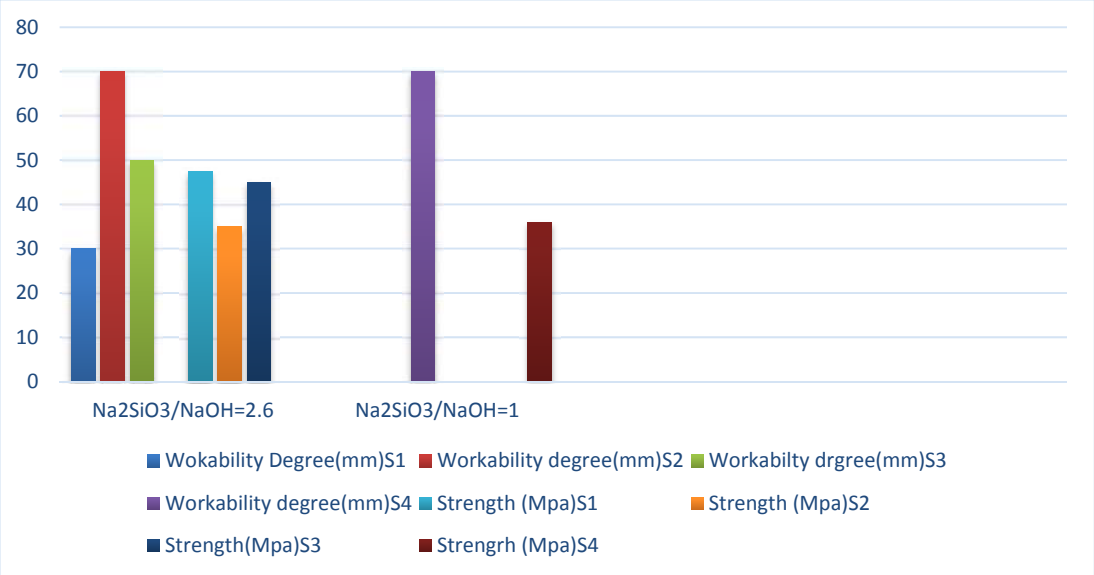


Fig. 3: Effect of the Ratio of Sodium Silicate Solution to Sodium Hydroxide Solution on the Workability and the Strength of the Geopolymer Concrete

CONCLUSION

In this study the effects of super plasticiser, sodium hydroxide solution concentration, and the ratio of sodium silicate solution to sodium hydroxide solution on the workability and the strength of geo-polymer concrete were investigated. Four different compositions were made to investigate that. Low calcium fly ash (5% CaO) was used in this study. Three different concentration values were used for sodium hydroxide solution (8M, 12M, and 14M). The slump and setting time of each sample type are measured, as well as the compressive strength at 28 days. Based on the experimental results, the following conclusions can be drawn:

1. In the case of fly ash based geopolymer concrete activated by NaOH solution (14.0 M concentration), SP are an effective additive resulted in 42.85% increase in relative slump without having any large negative effect on compressive strength with reference to the mix composition without using any SP.
2. Workability, and the setting time will decrease by increasing the concentration of NaOH, while the compressive strength will increase by increasing the concentration of NaOH.
3. Relative slump of the geopolymer concrete and the compressive strength have no large change in term of increasing sodium silicate solution to sodium hydroxide solution ratio, however, it should be noted that the benefit of that is the cost saving.

REFERENCES

1. Peijiang S. and Hwai-Chung W., 2013, Chemical and freeze–thaw resistance of fly ash-based inorganic mortars, journal homepage: www.elsevier.com/locate/fuel, Fuel 111– 740.
2. Sun P., 2005, Fly ash based inorganic polymeric building material, PhD Dissertation, Wayne State University, Detroit, MI.
3. Panias D. and Giannopoulou I. P., 2006, Development Of Inorganic Polymeric Materials BasedOn Fired Coal Fly Ash, Athens, Greece.
4. Behzad N. and Jay S.,2014, Effect of different superplasticizers and activator combinations on workability and strength of fly ash based geopolymer, Center for Sustainable Infrastructure, School of Engineering, Faculty of Science, Engineering and Technology, Swinburne University of Technology, Melbourne, Victoria 3122, Australia.
5. Hwai-Chung W. and Peijiang S., 2007, New building materials from fly ash-based lightweight inorganic polymer, International Journal of Construction and Building Materials, No. 1, 21211–7.
6. J, D., 1994, High Alkali cement for 21st century Concrete, Concrete Technology past present and future ACI special publication SP 144. Farmington Hills, Michigan.
7. Kapoor S., 2014, Fly Ash as a Sustainable Material, Retrieved from http://www.researchgate.net/publication/259604793.
8. Wang J. W. and Cheng T. W., 2003, Production geo polymer materials by coal fly ash, The 7th International Symposium on East Asian Resources Recycling Technology 263. Print.
9. Ammar M., Vineet S., Ravishankar K., Praveena N. and Raijiwala D. B., 2013, ALKALI Activated FLY-ASH Based Geopolymer Concrete, International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering 3: 159. Print.

Effect of Crumbed Rubber Treatment on Rubberized Concrete Properties

Amal. M. N. El-khoja[1], Enas A. Elmusrati[1], Manal F. Najjar[1] and Abdurrahman A. T. Elgalhud[1]

1 Civil Engineering Department, University of Tripoli, Tripoli, Libya

ABSTRACT

The use of waste tire particles as a partial replacement of fine aggregate in concrete mixes can provide environment-friendly solutions for waste tire disposal problems. However, incorporating tire particles in concrete may affect its hardened properties due to the weak bonding between rubber particles and cement paste. Therefore, the aim of this study is to enhance this bond by using two different methodologies: cement paste and mortar pre-coating. Several concrete mixes were made with replacing the fine aggregate with (0%, 30% and 40%) rubber particles treated with the two methodologies by volume. The water-to-cement ratio and the aggregate-to-cement ratio kept constant (w/c = 0.4 and A/c=4.5). These mixes were examined in the fresh and hardened phases. The results showed that pre-coating rubber by mortar gave better results in terms of density, compressive strength and flexure strength.

Keywords: crumb rubber, rubberized concrete, pre-coating, treatment.

INTRODUCTION

The increasing rates of accumulated waste tires is getting to become a serious disposal problem[1] , the management of such a problem is a challenge because the rubber is non-biodegradable material[2]. Therefore, numerous researches were aimed to study the ability of utilizing the crumb rubber (CR) particles as an alternative aggregate in concrete mixes which can provide diverse technological and sustainability advantages. Rubberized concrete (RC) could be considered as a structural concrete when it satisfies the strength requirements. Zheng et al. suggested that the compressive strength of structural concrete should be in the range between 28 and 35 MPa[3]. However, Kosmatka et al. recommended that the minimum compressive strength of concrete is being 17 MPa[4]. Generally, if the concrete density is equal or more than 2000 kg/m^3, it can be rated as normal weight concrete[5].

The main challenge of using crumb rubber aggregate is to provide concrete within the specifications in spite of poor interfacial bonding between hardened cement paste and the soft rubber surfaces. Indeed, the concrete mechanical strength is highly dependent on load-carrying capacity of aggregate and the interfacial bond between the aggregate and cement paste (including the interfacial transition zone (ITZ) phase)[5, 6]. Some studies show that pre-coating the rubber with cement paste can enhance strength by between 30 and 50 %[7, 8].However, there is currently scarce data on the using different techniques of pre-coating/treating (P-C/T) rubber particles to produce plain rubberized concrete (PRC) in order to improve the bond between rubber particles and cement paste[5]. Therefore, this study aims to enhance this bond by two different methodologies: cement paste and mortar pre-coating using the common used materials in Libyan market.

EXPERIMENTAL STUDY

Materials

Portland cement with a compressive strength of 52 MPa (28-day) was used. Table (1) summarizes the physical and mechanical properties of the used cement. Natural sea sand obtained from Zlietn quarry used as fine aggregate with a specific gravity of 2.60, absorption rate of 0.3% and fineness modulus equal to 2.45. Crushed stone aggregate with sizes of 20 mm. The physical and mechanical properties of the used coarse aggregate are listed in Table (2). Moreover, fig. 1 illustrates the grain size analysis of fine and coarse aggregate. High-range water-reducing admixture (liboment FF) was added at different dosages (1%, 1.5% and 2%) in order to adjust workability. Crumbed rubber (CR) with specific gravity of 0.91 was used. The net volume approach was applied to determine the proportions of the concrete components. During the process, the rubber ratio is set to 30% and 40%, respectively, in terms of volume of fine aggregate. Mix proportions of the rubber concrete are shown in Table (3).

Table 1: Physical and Mechanical Properties of Cement

Test	Results
Initial setting time	120 minutes
Final setting time	3 hours
Specific gravity	3.12
soundness	0.5 mm
Compressive strength of cement mortar at 3 days	26 MPa
Compressive strength of cement mortar at 28 days	52 MPa

Table 2: Physical and Mechanical Properties of Coarse Aggregate

Test	Results
Water absorption	0.91%
Specific gravity	2.6
Unit weight	1503 kg/m^3
Crushing index	10%

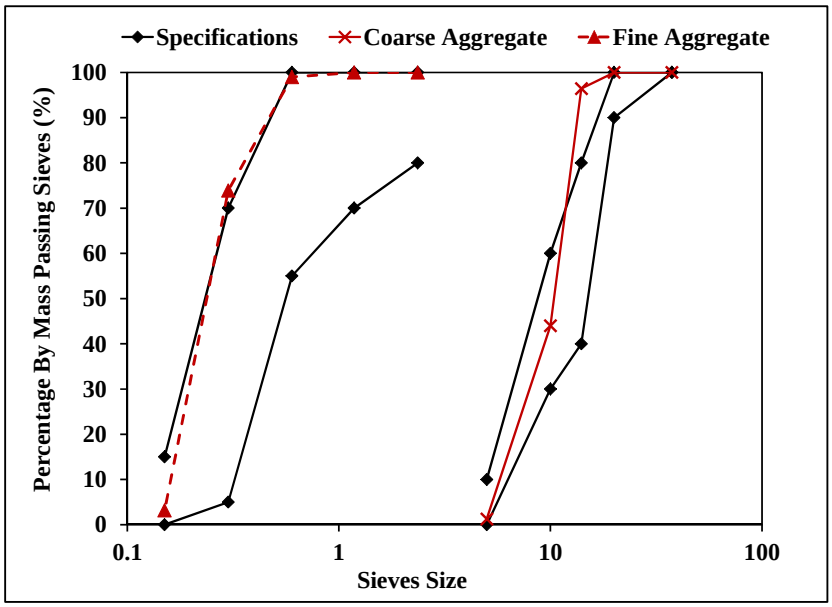


Fig. 1: Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregate

Concrete Mix Proportioning and Experimental Procedures

A series of tests were conducted to study the impact of curing the crumbed rubber on the properties of rubberized concrete. A total of seven mixes categorized into four groups were tested in this programme. Each group was composed of three identical specimens. NC mix is the control mix made with conventional concrete, the other three groups were made of concrete with partial replacement of rubber aggregates. RC-N specimens were cast with untreated rubber crumbs as fine aggregate replacement divided into two groups: RC-N30 with 30% crumbed rubber and RC-N40 with 40% crumbed rubber, whereas RC-P specimens contained cement paste treated crumbed rubber divided into two groups as well. In RC-M series, crumbed rubber treated with mortar was used.

The dimensions of the cubic specimens for the compressive strength, water absorption and density tests were 150×150×150 mm. In addition, 100×100×500 mm beams were used in flexural strength test. The compressive strength tests were conducted according to BS EN 12390-2009[9] at 28 days, and the flexural strength tests were performed according to ASTM C1018-97[10] for 40% crumbed rubber of all mixes. Water absorption and density tests were assessed according to ASTM C642 and ACI 211.1-91 respectively[11, 12].

All the concrete mixes were designed at a constant water-to-cement ratio of 0.4, aggregate to-cement ratio of 4.5, thus the cement content was 408.0 kg/m3. Tire rubber was used as a replacement for the fine aggregate by volume with two designated rubber content of 30% and 40%. Mixing and slump measurements were conducted at room temperature (T = 23 ± 2°C), and the mean average of three readings was taken for all hardened concrete tests.

Regarding to the above variables, the concrete mixes were produced as per ASTM C192 standard in a power-driven revolving pan mixer[13]. All the mixes were tested for the slump in their fresh state, and then the mixes were poured into the moulds. Moreover, the compaction was accomplished by rodding 25 times in three layers along with applying a vibration for five seconds after rodding each layer. The specimens were demolded after 24 h and moved to a curing tank for 28-day according to ASTM C192.

Table 3: Mix Proportions

Mix ID	CR (%)	HRWR (%)	Water (kg/m^3)	HRWR (kg/m^3)	Fine Aggregate		Coarse Aggregate (kg/m^3)	Cement (kg/m^3)
					Crumbed Rubber (kg/m^3)	Natural Sand (kg/m^3)		
NC	0	1.0	159.1	4.1	0	550.8	1285.0	408.0
RC-N30	30	1.5	157.1	6.1	98.3	385.5		
RC-N40	40	2.0	155.0	8.2	131.0	330.4		
RC-P30	30	1.5	157.1	6.1	98.3	385.5		
RC-P40	40	2.0	155.0	8.2	131.0	330.4		
RC-M30	30	1.5	157.1	6.1	98.3	385.5		
RC-M40	40	2.0	155.0	8.2	131.0	330.4		

EXPERIMENTAL RESULTS AND DISCUSSION

Workability

The workability of the different mixes was determined using the slump test according to ASTM C143/C143M-2015[14]. The results are given in Table (4). As shown, the slump losses were about 50%, 25% and 12.5% for RC-N30, RC-P30 and RC-M30, respectively. However, as the percentage of crumbed rubber becomes higher (40%), the loss of workability increased to 75%, 62.5% and 62.5% for RC-N40, RC-P40 and RC-M40, respectively. In fact, the slump reduction with the increase of rubber content is related to the clear difference in the texture of rubber particles compared to of the replaced fine aggregate particles[15]. Moreover, the lower relative density of the crumbed rubber could be one of the reasons for this reduction. On the other hand, pre-treatment of rubber particles had a valuable effect on the concrete slump as mentioned above. This can be attributed to that the treatment of rubber gave the concrete mix more consistency compared to non-treated rubber mix, leading to relatively slow movement of rubber particles in the concrete matrix[15]. Herein it can be said that the pretreatment enhanced the bond between rubber particles and the cement paste.

Table 4: Results of Fresh and Hardened Concrete Tests

Mix ID	Slump (mm)	Water Absorption (%)	Density (kg/m^3)	Compressive Strength (MPa)	Flexural Strength (MPa)
NC	40	3.20	2518.52	49.83	5.55
RC-N30	20	1.94	2322.96	30.74	-
RC-N40	10	2.03	2237.03	22.90	3.68
RC-P30	30	1.54	2344.69	35.24	-
RC-P40	15	1.71	2278.58	25.82	3.70
RC-M30	35	1.27	2349.63	38.09	-
RC-M40	15	1.29	2321.00	29.99	3.80

Properties of Hardened Concrete

Water Absorption

Water absorption (WA) results of the PRC tested as per ASTM C 642 [16] are illustrated in Table (4). It was observed that WA of the conventional concrete was the higher compared with the other mixes. The same observation was reported by Elchalakani[17], although most studies proved that conventional concrete give the lower WA[18-20]. However, using of treated crumb rubber lowered the WA for all mixes compared to non-treated rubber. For instance, at 30% CR, WA results were lower by 20.6% and 34.5% for cement paste and mortar pretreated CR, respectively, compared with non-treated rubber mix. This can be ascribed to that the cement paste and the mortar provide an insulating layer that prevents the rubber to absorb water[5].

Hardened Density

The hardened concrete density was determined as per ACI 211.1-91 as shown in Table (4). Since the density of rubber particles is less than that of fine aggregate, the density of concrete mixes was expected to be reduced[20]. Moreover, PRC with both methodologies has demonstrated an increase in density for both 30% and 40% FA replacement, this can be attributed to that the treatment of CR decrease the air content in the mix[5].

Compressive Strength

The compressive strength results obtained from experimental tests are listed in Table (4). As known, the compressive strength of the rubberized concrete specimens recorded a decreasing tendency with the increase of the rubber content[21]. On the other hand, the treatment of CR has a better influence on the behavior of the concrete in terms of compressive strength as shown in fig.2. For example, mixes made with 30% CR without pre-treatment showed a decrease in compressive strength by 38.31% compared with control mix. However, mixes made with 30% CR treated by cement paste and mortar exhibited better compressive strength results compared with that made with 30% CR without pre-treatment. For instance, the compressive strength of mixes made with 30% CR treated by cement paste and mortar were 29.28% and 23.56% lower than that of control mix, respectively. The same observation found for the mixes made with 40% CR. The reasons for this strength reduction can be attributed to that the soft surfaces of rubber particles might significantly minimize the adhesion between the boundaries of the rubber particles and cement paste. Furthermore, the reduction of the quantity of the solid material withstands the loading with increasing rubber content[22].

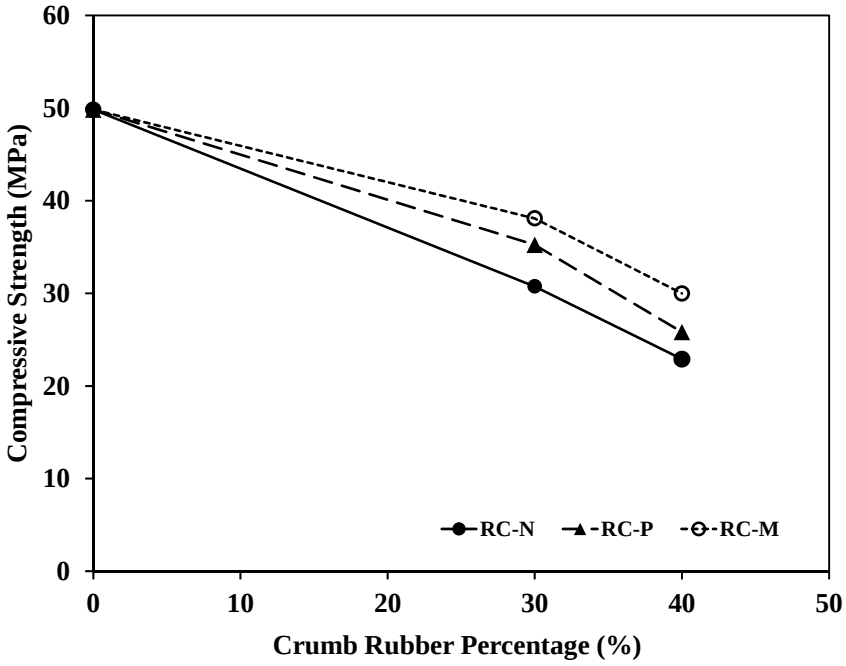


Fig. 2: Influence of Pre-treatment of Crumb Rubber on Compressive Strength

Flexural Strength

Table (4) shows the results of the flexural test at age of 28 days for specimens of 40% CR. The results obviously showed that there is a reduction in strength when fine aggregate replaced with the crumbed rubber as in fig. (3). Conversely, the use of pre-treated CR gave a slight improvement of the flexural strength. The reduction of the flexure can be attributed to the weak bonding between hardened concrete and rubber particles which was improved by the layers of cement paste and mortar that covered the CR particles[23-26].

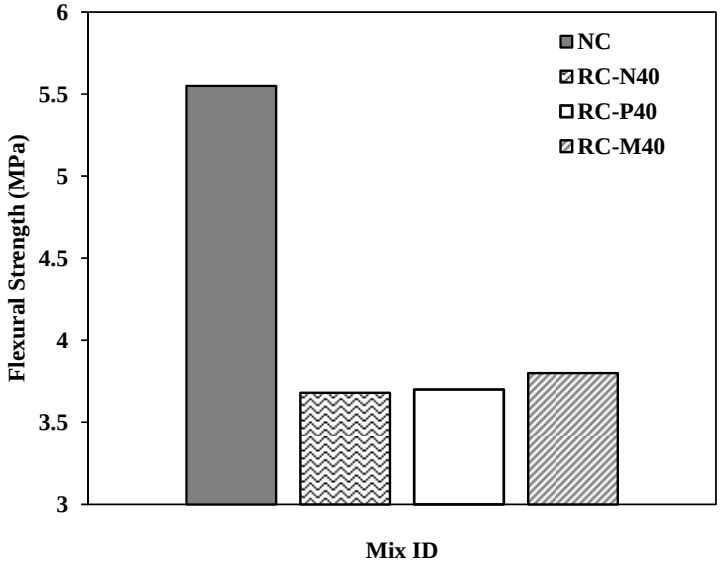


Fig. 3: Influence of Pre-treatment of Crumb Rubber on Flexural Strength

CONCLUSION

The results of this study can be summarized as following:

1. As the percentage of CR increases the workability decrease. On the other hand, pre-treatment of CR with both methodologies gave better results for workability compared to non-treated CR.
2. Due to the weak bond between the rubber particles and the hardened concrete, the compressive strength values decrease as the percentage of CR increases. Conversely, treating of CR enhances the strength. For instance, at 30% CR, the compressive strength increased with 14.64% and 23.91% for mixes treated with cement paste and mortar, respectively, compared to non- treated mixes. This enhancement can be attributed to that the surface roughness of treated particles will strengthen the bond between concrete particles.
3. Mortar pre-treated CR showed higher flexural strength compared to both non-treated CR and cement paste pre-treated CR with 0.54% and 3.26% respectively, when replacing fine aggregate with 40% CR.
4. Mortar pre-treated CR achieved the better results compared with cement paste treatment, this might be due to the fact that mortar is more rough than cement paste, leading to high bond between particles.

ACKNOWLEDGMENT

The authors would like to thank Zeiad Elmabrouk and Ahmed Elzorgani, who carried out the experimental work of this research. Also, they do thank Al-Alia for technical and engineering consulting for providing the laboratory tests.

REFERENCES

1. Mohammed, B.S. and N. Azmi, *Strength Reduction Factors for Structural Rubbercrete.* Frontiers of Structural and Civil Engineering, 2014. **8**(3): p. 270-281.
2. Habib, A. and U. Yildirim, *Prediction of the Dynamic Properties in Rubberized Concrete.* Computers and Concrete, 2021. **27**(3): p. 185-197.
3. Zheng, L., X.S. Huo, and Y. Yuan, *Strength, modulus of elasticity, and brittleness index of rubberized concrete.* Journal of Materials in Civil Engineering, 2008. **20**(11): p. 692-699.
4. Kosmatka, S.H. and W.C. Panarese, *Design and control of concrete mixtures, Portland cement association.* Skokie, Illinois, USA, 2002.
5. Najim, K.B. and M.R. Hall, *Crumb rubber aggregate coatings/pre-treatments and their effects on interfacial bonding, air entrapment and fracture toughness in self-compacting rubberised concrete (SCRC).* Materials and structures, 2013. **46**(12): p. 2029-2043.
6. Neville, A.M., *Properties of concrete*. Vol. 4. 1995: Longman London.
7. Li, Z., F. Li, and J.S. Li, *Properties of concrete incorporating rubber tyre particles.* Magazine of concrete research, 1998. **50**(4): p. 297-304.
8. Cairns, R., H. Kew, and M. Kenny. *The use of recycled rubber tyres in concrete construction*. in *Sustainable Waste Management and Recycling: Used/Post-Consumer Tyres. Proceedings of the International Conference of the Concrete and Masonry Research Group 2004*. 2004. Thomas Telford Ltd.
9. BS12390-2, *Testing hardened concret Part 2: Making and curing specimens for strength tests*, in *British Standard Institute*. 2009.
10. ASTM C 1018 Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete , A.S.f.T. and a. Materials.
11. ASTM/C642, *Standard test method for density, absorption, and harderned concrete*, in *Annual book of ASTM standards*. 2006.
12. Committee, A., *ACI 211.1-91 Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete, no. 9.* Unites States, 2002: p. 120-121.
13. ASTM. *ASTM C 192/C 192M-14: Standard practice for making and curing concrete test specimens in the laboratory*. 2014. ASTM West Conshohocken, PA, USA.
14. International, A., *Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete*. 2015.

15. Youssf, O., et al., *An experimental investigation of crumb rubber concrete confined by fibre reinforced polymer tubes.* Construction and Building Materials, 2014. **53**: p. 522-532.
16. Astm, C., *642, Standard test method for density, absorption, and voids in hardened concrete.* Annual book of ASTM standards, 2006. **4**(2).
17. Elchalakani, M. *High strength rubberized concrete containing silica fume for the construction of sustainable road side barriers*. in *Structures*. 2015. Elsevier.
18. Thomas, B.S., et al., *Strength, abrasion and permeation characteristics of cement concrete containing discarded rubber fine aggregates.* Construction and Building Materials, 2014. **59**: p. 204-212.
19. Gesoğlu, M. and E. Güneyisi, *Permeability properties of self-compacting rubberized concretes.* Construction and building materials, 2011. **25**(8): p. 3319-3326.
20. El-Khoja, A., *Mechanical, thermal and acoustic properties of rubberised concrete incorporating nano silica.* 2019.
21. Ling, T.-C., *Prediction of density and compressive strength for rubberized concrete blocks.* Construction and Building Materials, 2011. **25**(11): p. 4303-4306.
22. Poon, C.S., Z. Shui, and L. Lam, *Effect of microstructure of ITZ on compressive strength of concrete prepared with recycled aggregates.* Construction and building materials, 2004. **18**(6): p. 461-468.
23. Siddique, R. and T.R. Naik, *Properties of concrete containing scrap-tire rubber–an overview.* Waste management, 2004. **24**(6): p. 563-569.
24. Li, G., et al., *Development of waste tire modified concrete.* Cement and Concrete Research, 2004. **34**(12): p. 2283-2289.
25. Ganjian, E., M. Khorami, and A.A. Maghsoudi, *Scrap-tyre-rubber replacement for aggregate and filler in concrete.* Construction and building materials, 2009. **23**(5): p. 1828-1836.
26. Forouzani, P., et al., *Engineering behavior of recycled granulated tire rubber-filled concrete incorporating palm oil fuel ash*. 2015, Jordan Engineers Association.

The Effect of Wetting–Drying Cycles on the Properties of Organic Corrosion Inhibitor Concrete

Suhayb.H. Altushani[1], Hamza A. Benomran[2] and Ahmed M. Gadi[3]

1 Researcher, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Omar Almukhtar University, Elbeida, Libya.

2 Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Derne, Derna, Libya.

3 Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Tripoli, Tripoli, Libya.

ABSTRACT

This paper presents the results of an experimental investigation into the effects of exposure to wet and dry cycles on compressive strength and water permeability resistance in organic corrosion inhibitor concrete. Two types of organic corrosion inhibitors were investigated. One is added to the concrete mix (SKG.1), and the other is applied to the concrete surface (SKG.3). Wet-dry cycles were used, with two days wet and five days dry. Under the effect of three chloride concentrations at 3.5, 5, and 7% of NaCl solution, after 7, 28, 84, and 200 days of exposure, compressive strength and water permeability were determined. The results of this study are as follows, the concentration of NaCl solution affects the compressive strength of concrete (C) under exposure to wet-dry cycles. SKG.1 has reduced the effect of chloride solution on both the compressive strength and water permeability of samples exposed to wet and dry conditions. The influence of the NaCl solution on compressive strength appear to be minimal after exposure to wet and dry cycles in the sample (OS) where SKG.3 was applied on the concrete surface.

Keywords: Organic Corrosion Inhibitors, concrete, wet-dry cycles, compressive strength permeability.

INTRODUCTION

Reinforcement corrosion due to chloride attack on structural element increases the cost of construction and later maintenance and eventually the less of the service life of the structure. The technological development of additive material make it possible to reduce or eliminate the effect of such attack. The most important materials used to protect from chloride attack are Corrosion Inhibitor Materials (CIMs). These are effective and low cost materials. These materials should be examined under ocean and sea concentrations with different rates of exposure. Using sub-arrangements to transform wave energy into electrical energy, aspirations for creating more sustainable electric energy with less environmental impact, such as wave motion, can be realized. These ambitions, present new challenges in terms of protecting structures from aggressive environments. Climate change will add challenges for engineers to protect roads and buildings exposed to the marine environment, to reduce and limit the development of chloride attacks effect. It is the responsibility of engineers to ensure environmentally friendly products like CIMs are offered, and this is where the possibilities and challenges are for today's marine civil engineering community. Therefore, increasing the resistance of installations to aggressive marine conditions while minimizing their environmental impact is critical.

Degradation of buildings exposed to seawater due to poor design, poor maintenance, corrosion, breakage, freezing, thawing, thermal damage, insufficient communication between contractor and designer, unsatisfactory construction work under supervision. A better understanding of the possible causes of failure can help designers and owners make appropriate decisions during design. It is necessary to study the behavior of concrete and reinforced concrete under different conditions of exposure to seawater and its effect on marine structures[1, 2]. The increase of offshore structures, including civil and military terminals, offshore airports, offshore wind power stations, radar stations, island reefs, and fortifications with different natures of exposure makes the protection of reinforcement steel from corrosion more difficult and dispersed for researchers. Concrete exposed to the marine environment is vulnerable to a variety of physical and chemical degradation procedures. The average content of dissolved salt in seawater is about 35 g/l [3]. The concentration of the salt changes with the geographical location. Chloride ions present in seawater attack the structural elements with a so-called chemical attack on all exposed concrete.

Many techniques have failed during experimental tests, notwithstanding the researchers' best efforts to comprehend steel corrosion in concrete. By analyzing the most recent discoveries, it may be inferred that there are some gaps in understanding of the corrosion initiation and propagation mechanisms since many issues remain unanswered. Poor durability of the reinforcement concrete is the most prevalent cause of degradation in RC models. This was obvious in several investigations of actual situations of early RC structure deterioration, with the conclusion that corrosion was the main degradation process in 70 to 90 percent of the evaluated cases [4]. Forecasting the long-term durability performance of RC structures in their real surroundings is critical for both maintenance planning of existing structures and developing durable and sustainable new structures as explained in Fig. 1. Although these two difficulties exist in all countries, however, it was not sufficiently cared for. Industrialized countries often have the difficulty of dealing with existing, aging infrastructures that were predominantly created in the second part of the past century, while expanding existing infrastructure accounts for a modest portion of these countries' building activity. Given the predicted growth in essential repair work throughout the next few decades, there is unquestionably an urgent need to abandon the existing rather conservative and consequently costly approach. This can only be accomplished by developing new and cost-effective technologies, as well as gaining a thorough understanding of corrosion degrading mechanisms [1].

Ammonia is a colorless gas with a distinct characteristic of a pungent smell. A compound of both nitrogen and hydrogen so that it formulates NH3. The chemical structure of Amines consists of a basic nitrogen atom with an unshared electron pair (:N). Amines and Alkanolamines were described as (organic basic nitrogen compounds). Thet consist of salts with organic or inorganic

acids to be used as a corrosion inhibitor. In the case of the Amine And Alkanolamines synthesis, one or more atom of the element hydrogen is replaced [5]

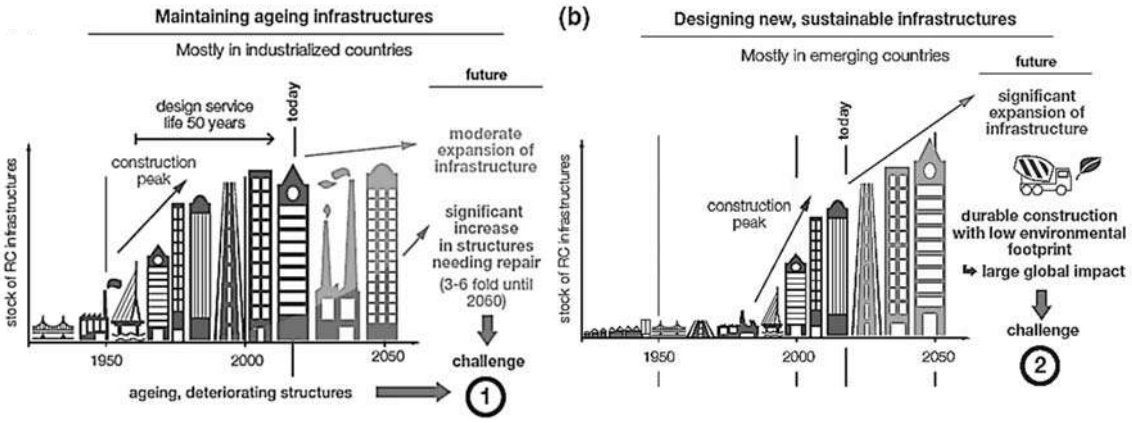


Fig. 1: The Technological Challenges Associated with the Corrosion of Steel in Concrete in the World [1]

Mixed inhibitors consist of organic compounds as Amines and alkenolamines that are adsorbed on the surface of the metal by forming a film and preventing the anodic and cathodic reactions of iron and oxygen. As shown in Fig. 2. The mechanism of organic corrosion inhibitors is through adsorption (physisorption and/or chemisorption) on the metal surface[6].

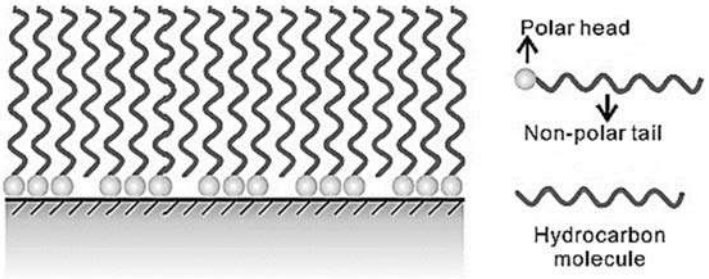


Fig. 2: Schematic Mechanism of Mixed Inhibitors

Determining the efficiency of inhibitors type Amines and Alkanolamines (organic basic nitrogen compounds) is difficult. Most commercial Inhibitors are made from a mixture of chemicals whose composition is unknown to the researcher and is not disclosed by the manufacturer. Therefore, commercial inhibitors are called (Amino-Alcohol Based Mixed Corrosion Inhibitor) [7, 8].

Studies have demonstrated the efficacy of Amino Alcohols (AMAs) from the use of S KG.3 and their interaction with iron. Penetration depends on porosity of concrete and moisture, and is not affected by water through sprinkling and puddles on the concrete structure [9]. The effectiveness of AMAs was verified in terms of their interaction with rebar and formation of a layer on the iron surface so that a simulation of concrete conditions was used. The mechanism of action of SKG.1 is primarily anodic protection. It must be added in the appropriate amount so that corrosion acceleration does not occur [10]. The effectiveness of the inhibitors was verified during and after exposure, and the study proved that the efficacy of the inhibitors is good after exposure to the chloride environment. This enables us to use Migrating Corrosion Inhibitors (MCIs) for the purpose of treating concrete exposed to the harsh marine environment [11]. The components are rarely identified from the factory, Material Safety Data Sheet (MSDS), but some of them were examined due to the safety and security requirements of some countries, where the great difference in the composition of the same product for different factories is shown in Table 1[12].

Table 1: Composition of the Same Product for Different Factories Material Safety Data Sheet [12]

Country	Product	Method of Use	Type of Ingredient	Chemical Ingredients MSDS
Norway	SKG.1	Mixed into concrete	2-dimethylaminoethanol (DMEA) Organic/inorganic nitrogen compounds	5 – 10 Not given
Canadian			Salt of alkanolamine	15 – 40
Norway	SKG.3	Applied on concrete	2-aminoethanol	5 – 10
Canadian			Alkanolamine Ethyl alcohol	10 – 30 1 – 5

MATERIALS AND METHODS

According to many researchers, concrete absorbs water much faster than it loses it. For this reason, the lifespan of the exposure cycle is 7 days, where the samples are immersed for 2 days and left to dry for 5 days in this study used [13, 14]. It is important to note that the cycles accelerate the phenomenon of corrosion, as it ensures favorable conditions for oxygen diffusion, and speeds the process. In this study, focus was on tide zone exposure and how corrosion impacts it. This is applicable to drainage channels, subways, and partially submerged buildings. A water-cement ratio of 0.6 was used to speed up chloride ingress. The wetting and drying cycles were used for the natural acceleration of corrosion of reinforcement steel. The duration of the test was seven months to monitor the change in the permeability of the samples, the compressive strength of the concrete, and the possibility of corrosion.

Materials

The materials used in this study were SKG.1, SKG.3, Ordinary Portland Cement (OPC), local Sand, and course aggregate. It is difficult to obtain raw materials that conform to the American Society for Testing and Materials (ASTM) standards. The raw materials for the experimental program have been provided and processed to conform to ASTM standards. Certain measures were taken, such as washing both local sand and coarse aggregate to meet the standard requirement.

Cement

Commercially available ordinary Portland cement (OPC) which CEM I 42.5 N according to European EN 197-1 was used.

Table 2 show the cement chemical compositions tested by X-ray fluorescence analysis.

Table 2: Cement Chemical Compositions Tested by X-ray Fluorescence Analysis

Chemical Composition (%)	Cement (OPC)
Silicon Dioxide (SIO_2)	20.90
Aluminum Oxide (AL_2O_3)	6.06
Iron Oxide (Fe_2O_3)	3.68
Calcium Oxide (CaO)	64.56
Sodium Oxide (Na_2O)	0.24
Potassium Oxide (K_2O)	0.98
Chloride (CI)	0.007
Sulfur Trioxide (SO_3)	2.53

Coarse Aggregate

Coarse aggregate conforming to American standers ASTM C33 was used. The maximum size of coarse aggregate was 12.5 mm. Particle size distribution of the coarse aggregates is given in Fig. 3. and

Table 3 shows the physical properties of coarse aggregate.

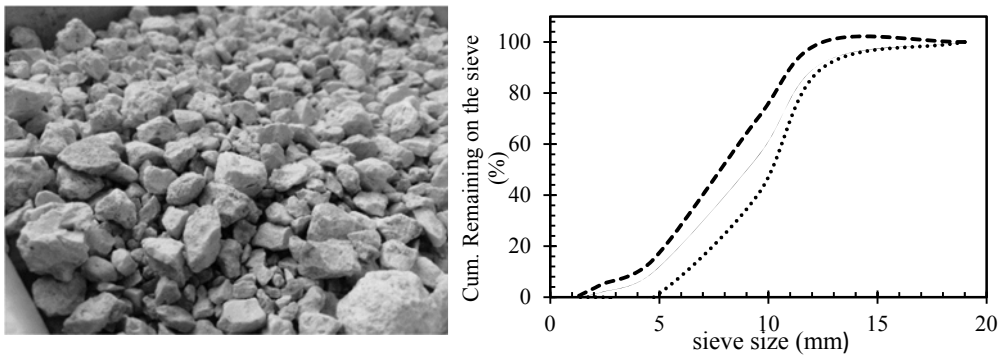


Fig. 3: Sieve Analysis of the Coarse Aggregates

Table 3: Properties of Coarse Aggregate Test

Properties of Coarse Aggregate	Test Result	ASTM Standard	
		Number	Range
Aggregate Impact Value	18.66 %	C33	<30%
Abrasion Resistance of Aggregate in Los Angeles Machine	28.53 %	C131	<40%
Percentage Absorption for Aggregate	2.5 %	C127	-
Specific Weight of Coarse Aggregate	2.60	C33	(2.5-2.75)
Moisture in the Coarse Aggregate	0.24%	-	-

Fine Aggregate (Sand)

Local sand with a specific gravity of 2.56 is used. The sand was oven-dried at 100°C and cooled for at least 24 hours before use. The physical properties of sand are given in Table 4

Table 4: Physical Properties of the Sand

Properties of Sand	Test Result	ASTM Standard	
		Number	Range
Percentage Absorption for Fine Aggregate	2.28 %	C128	<2%
Specific Weight of Fine Aggregate	2.56	C33	(2.5-2.75)
Moisture in the Fine Aggregate	0.31%	C70	-

Corrosion Inhibiting Concrete Mixture (SKG.1)

It is a liquid concrete mixture based on Sika ferrogard® technology for use in reinforced concrete and mortars. It acts as an inhibitor to protect steel reinforcement from corrosion. Designed for reinforced concrete especially the building exposed to chloride environment to

provide protection against corrosion caused by chloride. It is often used in structures that have a long service life, such as concrete roads, bridges, tunnels and, retaining walls. Mechanism of SKG.1 mixes both anodic and cathodic reactions of the electrochemical corrosion process to reduce reinforcement corrosion. The product forms a film on the steel surface which delays the damage of corrosion and also reduces the degree of corrosion. SKG.1 was mixed with water. The quantity of SKG.1 in the mix design was taken into consideration when determining the quantity of water for a specific W/C ratio. Table 5 shows the chemical composition of SKG.1 according to the manufactory description.

Table 5: Chemical Composition of SKG.1

Chemical Name	Concentration (% w/w)
2-dimethylaminoethanol	%10
2,2'-(methylimino) diethanol	%10

Corrosion Inhibiting Concrete Surface Applied (SKG.3) .

SKG.3 is a surface coating that works by impregnating through hard concrete with a liquid corrosion inhibitor. It is designed to first penetrate the surface and then diffuse through concrete in the form of vapor or liquid to steel reinforcement bars embedded in the concrete, SKG.3 forms a protective film on the steel surface which delays the corrosion process caused by the presence of chlorides as well as the carbonation of concrete. SKG.3 consists of a mix of amino alcohols and organic and inorganic inhibitors that protect both anodic and cathodic parts of the corrosion cell. It increases the service life of buildings by delaying the onset of corrosion and reducing the overall corrosion activity. SKG.3 protects steel reinforcement by forming a protective layer on the surface of steel reinforced. Table 6 show the chemical composition of SKG.3 according to the manufactory description.

Table 6: Chemical Composition of SKG.3.

Chemical Name	Concentration (% w/w)
2-aminoethanol	20 %
Tributyl phosphate	1 %

MIX DESIGN

The mixed proportions of concrete are summarized in Table 7 The amount of Ordinary Po rtland Cement type I (OPC) of 360 kg/m3 was used in all mixes. All concrete mixtures had a water-to-cement ratio of 0.6 and an estimated slump of fresh concrete between 150 and 200 mm. Control specimen (C) with no admixture or surface coating. SKG.1 specimen (OA) and SKG.3 specimen (OS) were used as corrosion inhibitors. SKG.1 was added to the concrete at a ratio of 12.5 kg / m3. SKG.3 was used as an application on the surface at a rate of 0.4 kg / m2.

A comparison between specimens C and OA with a water-to-cement ratio of 0.6 indicates that the presence of SKG.1 increases the workability. Since the inhibitor added to concrete (SKG1) is a liquid, it contributed to increasing the workability of concrete. in another hand, the water-to-cement ratio of 0.6 is high making the effect of (SKG1) more significant.

Table 7: Mix Proportions of Concrete

Mix Binder	Binder	Per Weight Cement (%)					ACI (kg/m^3)	Slump (cm)
		Cement	SCI (kg/m^3)	Aggregate	Sand	water		
C	OPC	360	0	989	679.3	216	-	14
O.A	OPC+ ACI	360	0	971	667.4	216	12.5	23.5
O.S	OPC+SCI	360	0.40	989	679.3	216	-	14.2

Detection of Concrete Properties Expose to Wet – Dry Cycles

The study aims to determine the influence relationship between concrete used organic corrosion inhibitors and exposure to wet and dry cycles with different chloride concentrations. Previous studies allowed a concentration of 0.2% by weight of cement and stated that 0.6% by weight of cement is a critical concentration. It also stated that 1% by the weight of cement, the structure is highly exposed to the chloride environment. The following Table 8 shows chloride concentrations and their effects on the structure. In the marine environment, the tidal zone is the most affected area by chloride. The area submerged in seawater is affected, but not as much as the tidal zone due to the presence of sufficient oxygen in the water. That areas prone to groundwater such as tunnels and foundations exposed to wetting, and drying cycle [15].

Table 8: Descriptions of Corrosion Risk [15]

Chloride Content	Everett and Treadaway (1980)	Browne (1980)
Less than 0.4	Low risk	Negligible risk
0.4 to 1.0	Medium risk	Possible risk
Greater than 1.0	High risk	----------
1.0 to 2.0	----------	Probable risk
Greater than 2.0	----------	Certain risk

Compressive Strength of Concrete Under Wet-Dry Cycle

Test specimens C, OA, and OS are cast in accordance with ASTM C31/C31M. Form and standard practice for making and curing concrete samples in the laboratory according to ASTM C192/C192M. The compression process is applied in accordance with the American standard ASTM C30. To determine compressive strengths, concrete cubes (10×10×10) mm were used. The molds were filled with freshly mixed concrete in three layers of approximately equal volume. Each layer was tamped 25 times. The mixes were then covered with a non-absorptive, non-reactive sheet of tough, durable, impervious plastic for 24 + 8 hours, after which they were de-molded and cured in a curing tank for 28 days. After curing, the samples are subjected to a wet and dry cycle in basins with a concentration of 3.5, 5, and 7% sodium chloride solution. So one cycle is two days wet and left to dry for five days. The readings were taken after 7, 28, 84, and 200 days. An average of three samples were taken for each test. The OS concrete specimen was coated with the SKG.3 material several times and left for an hour before painting each coat. Then it was left for a day before being exposed to the wet and dry cycle.

Permeability Penetration Under Wet-Dry Cycle

A water penetration depth test was performed according to BS EN 12390-8, where the sample was not pre-saturated. The Concrete specimens (C, OA, and OS) were cubes (150×150×150) mm and used to obtain the water penetration depth. After curing specimens in the curing tank for about 28 days, the samples are subjected to a wet and dry cycle in basins with a concentration of 3.5, 5 and, 7% sodium chloride solution. So that one cycle is two days wet and left to dry for five days. During testing, the water pressure of 500 ± 50 KPa was applied to the bottom face of each cubic. Water pressure was applied to the sample for 72 ± 2 hours. Samples were removed from the apparatus and, then each sample was split into two halves to measure the depth of water penetration. The result of water penetration depth was taken as the maximum depth of water penetration for the three cubic samples poured from the same batch of concrete and tested at the same time. The readings were taken after 7, 28, 84 and, 200 days.

RESULT AND DISCUSSION

Effect of Wet and Dry Cycle on Compressive Strength of Concrete

Fig. 4 illustrates the behavior of compressive strength for samples C, OA, and OS under exposure to a 3.5% chloride ion concentration. Generally, compressive strength was not significantly influenced. However, the values gradually increased for C, OA, and OS as the age of exposure to the wet and dry cycle was extended. Specifically, the values increased rapidly during the first 28 days of experiencing a wet and dry cycle. After 28 days of exposure, the change in compressive strength for C, OA, and OS samples was as follows: In the period between 28 and 84, under wet and dry cycles, the compressive strength continued to increase slightly for all samples C, OA, and OS, although OA outperformed both C and OS in this period. The compressive strength of all samples, C, OA, and OS, increased slightly between 28 and 84 under wet and dry cycles, with OA samples outperforming both C and OS at this time. It's conspicuous that after 84 days of exposure, the compressive strength of C, OA, and OS has stabilized. Fig. 4 illustrates the change in pressure resistance of C, OA, and OS samples under exposure to both chloride ion concentrations of 5, and 7%. The results show that the compressive strength of C and OA samples is unaffected by the rise in chloride concentration, with the exception of OS, which showed a modest drop in compressive strength with an increase in chloride concentrations.

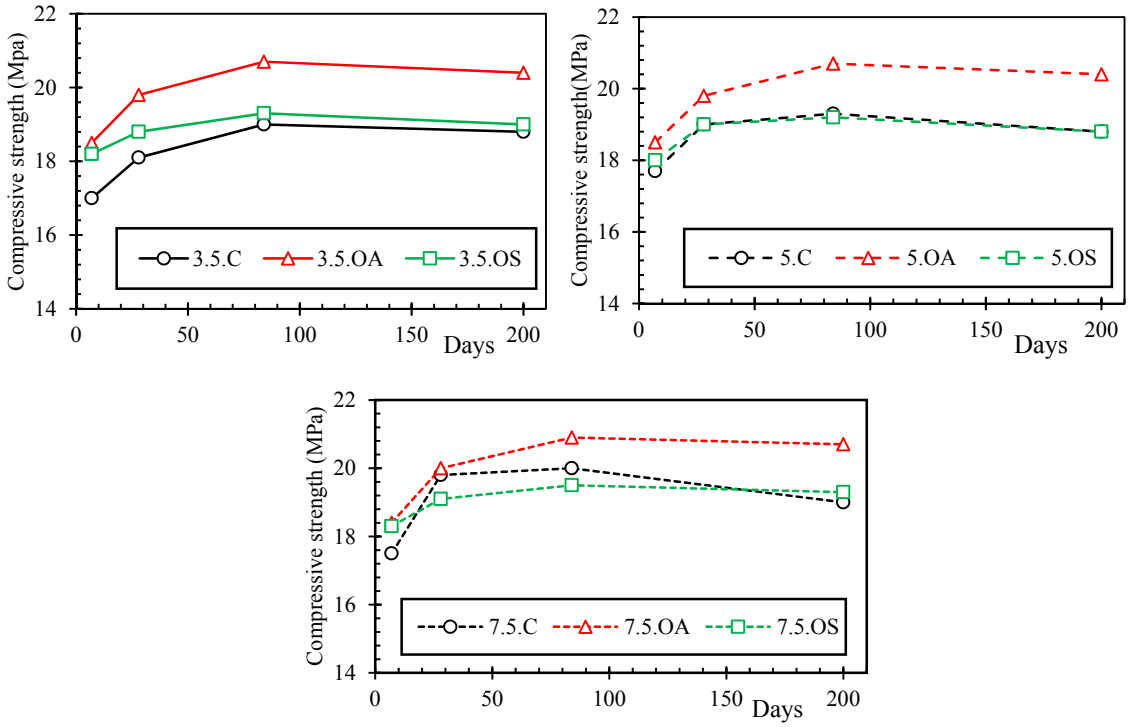


Fig. 4: Influence of Chloride Concentrations on the Compressive Strength of C, OA, and OS Samples under Wetting-Drying Cycles

From Fig. 5 , it can be observed that the compressive strength increased at both the ages of 28 and 84 days of exposure to the cycles of wetness and drying, while it decreased gradually after 84 days. In addition, the increase in compressive strength of concrete (C) exposed to wet and dry cycles depends on the solution concentration. The increases in compressive strength at 28 days of exposure could be explained by the clogging of pores by salt crystals at 28 days of age, which gave additional compressive strength to the sample. As the wet and dry cycles continue, the size of the crystals shrinks and the microstructure of the sample is affected by repeated wetness and

drying, causing a slight decrease in compressive strength. This result is in agreement with several previous studies [18-16]. For the sample (OA), the compressive strength increased slightly at the age of 28 and 84 days, in contrast, it decreased at the age of 200 days from exposure to wetness and drying. In addition, Furthermore, the compressive strength of (OA) was unrelated to increasing chloride solution concentration. This may be due to the existence of SKG.1 inside the pores reduced the effect of chloride solution on the microstructure.For the sample (OS), the effect by exposure to wet and dry cycles is negligible. This may be due to the existence of SKG.3 on the surface of the sample, which resisted the ingress of chloride solution into the microstructure, and thus the effect was limited. These results are consistent with the predictions of several previous studies [9].

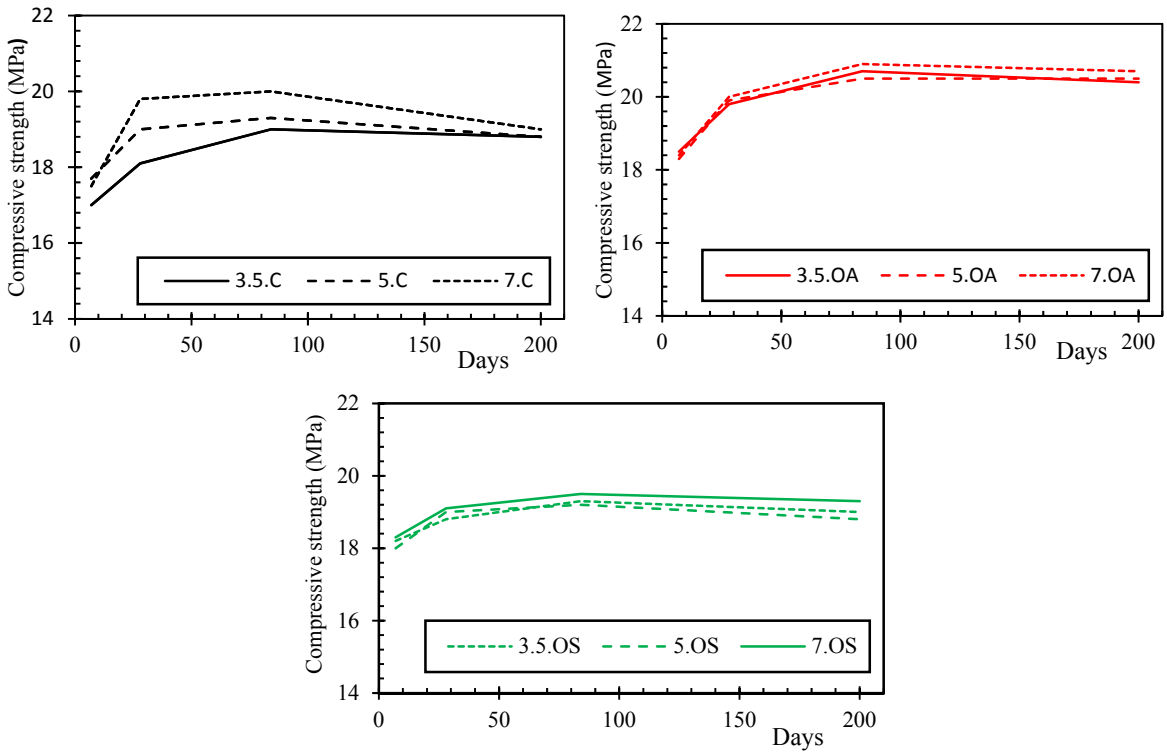


Fig. 5: Influence of Wetting-Drying Cycles on Compressive Strength of OCI Concrete

Effect Wet And Dry Cycle On Permeability Of Concrete

This section presents the results of permeability tests on three different concretes. The three concretes tested were C, OA, and OS made by Ordinary Portland Cement and the mixed design are summarized in Table 7. From Fig. 6, it can be seen that the permeability of all the C, OA, and OS decreases with the increasing duration of exposure. Permeability decreased in the period between 7 and 28 days of exposure, and these decreases continued in the period after 28 days.

The concentration of the solution, as unexpected, has an effect on the increase in permeability of concrete (C) exposed to wet and dry cycles. It can be explained that salt crystals are the cause of pore blockage. Wet and dry cycles continue, and repeated wetting and drying alter the material's microstructure. Judging by the the results, it could be observed that the permeability level of the sample (OA) was reduced somewhat at 28 and 84 days. Furthermore, the rising concentration of chloride solution had an effect on permeability, which increased with increased chloride solution. As was the case in the compressive strength test, this might be due to the presence of SKG.1 within the pores, which reduced the influence of the chloride solution on the microstructure. For the sample (OS), the results were the closest to the (C) sample by exposure to

wet and dry cycles. This may be due to the existence of SKG.3 on the surface of the sample, which do not resist the water pressure from this test, and thus the effect was clear.

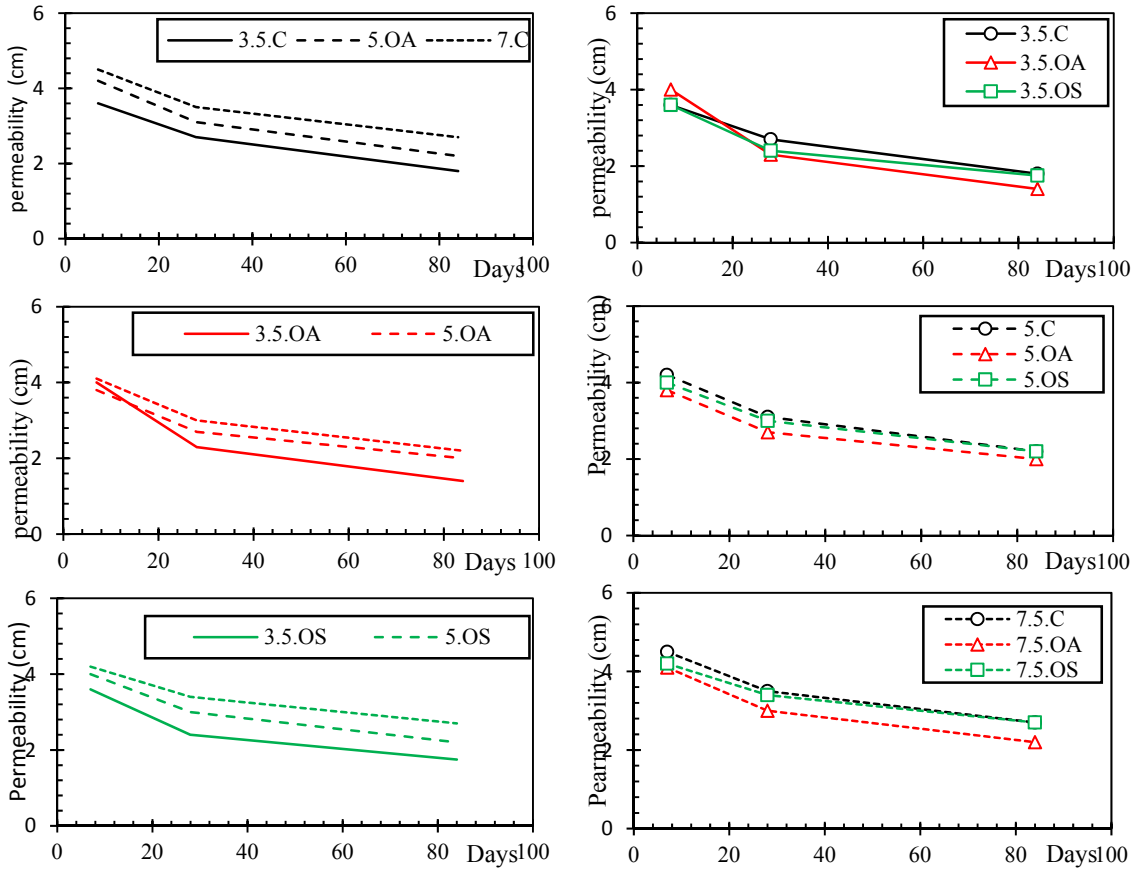


Fig. 6: Influence of Wetting-Drying Cycles on Permeability of OCI Concrete

CONCLUSION

The effects of organic corrosion inhibitors on the mechanical and transport properties of concrete are partly understood. That is because, each company's chemical composition may differ from that of other companies producing the same type of inhibitor. Furthermore, previous studies could not provide a straightforward and clear explanation of the effect of organic inhibitors on concrete properties.

Compressive Strength

1. The concentration of NaCl solution affects the compressive strength of concrete (C) under exposure to wet-dry cycles.
2. For the sample (OA). SKG.1 inside the pores reduced the effect of chloride solution on the microstructure of samples exposed to wet and dry conditions. For the sample (OS) where SKG.3 applied on the OS concrete surface, the influence of NaCl solution on compressive strength was negligible by exposure to wet and dry cycles.

Permeabilty

1. The increase in permeability of concrete (C) exposed to wet and dry cycles is influenced by the concentration of the solution. This might be due to various factors, including salt crystals, which could be one explanation for pore blockage [18-16].
2. At the early ages of exposure to wet-dry cycles, the sample's permeability (OA) decreased slightly. This was also influenced by the rising concentration of chloride solution. By exposing the sample (OS) to wet and dry cycles, the results were the most comparable to the (C) sample.

RECOMMENDATION

Based on this research result on the following recommendations were obtained:

1. The influence of temperature on inhibitor efficacy was not considered in this study. Therefore, it could be recommended to investigate the effect of temperature on inhibitor effectiveness.
2. Wetting and drying cycles were used as natural corrosion accelerators in this investigation. As a result, it is important to recommend investigating the effect of submergence on the inhibitor's efficiency.
3. Steel-reinforced corrosion was accomplished in this study when a water-to-cement ratio of 0.6 was used to accelerate steel-reinforced corrosion. As a result, it is critical to recommend that the effect of 0.4 and 0.5 water-to-cement ratios on the inhibitor's efficacy be investigated.

REFERENCES

1. Angst U. M., 2018, Challenges and opportunities in corrosion of steel in concrete, Materials and Structures, vol. 51, no. 1, pp. 1-20.
2. de Medeiros-Junior R. A., de Lima M. G., de Brito P. C., and de Medeiros M. H. F., 2015, Chloride penetration into concrete in an offshore platform-analysis of exposure conditions, Ocean Engineering, vol. 103, pp. 78-87.
3. Standard A., 2013, D1141-98: Standard Practice for the Preparation of Substitute Ocean Water, ASTM International, West Conshohocken.
4. Association B. C., 1997, Development of an holistic approach to ensure the durability of new concrete construction, British Cement Association.
5. Bavarian B., Kim C. Y., and Reiner L., 2003, Corrosion protection of steel rebar in concrete by migrating corrosion inhibitors, in CORROSION 2003: OnePetro.
6. Nmai C. K., 2004, Multi-functional organic corrosion inhibitor, Cement and Concrete Composites, vol. 26, no. 3, pp. 199-207.
7. Söylev T. A. and Richardson M., 2008, Corrosion inhibitors for steel in concrete: State-of-the-art report, Construction and Building Materials, vol. 22, no. 4, pp. 609-622.
8. Ormellese M., Lazzari L., Goidanich S., Fumagalli G., and Brenna A., 2009, A study of organic substances as inhibitors for chloride-induced corrosion in concrete, Corrosion Science, vol. 51, no. 12, pp. 2959-2968.
9. Wombacher F., Maeder U., and Marazzani B., 2004, Aminoalcohol based mixed corrosion inhibitors, Cement and Concrete Composites, vol. 26, no. 3, pp. 209-216.
10. Jamil H. E., Montemor M., Boulif R., Shriri A., and Ferreira M., 2003, An electrochemical and analytical approach to the inhibition mechanism of an amino-alcohol-based corrosion inhibitor for reinforced concrete, Electrochimica acta, vol. 48, no. 23, pp. 3509-3518.
11. Mechmeche L. B., Dhouibi L., Ouezdou M. B., Triki E., and Zucchi F., 2008, Investigation of the early effectiveness of an amino-alcohol based corrosion inhibitor using simulated pore solutions and mortar specimens, Cement and Concrete Composites, vol. 30, no. 3, pp. 167-173.
12. Jang M., Yoon C., Park J., and Kwon O., 2019, Evaluation of hazardous chemicals with material safety data sheet and by-products of a photoresist used in the semiconductor-manufacturing industry, Safety and health at work, vol. 10, no. 1, pp. 114-121.

13. Zhang J., Gao Y., and Han Y., 2012, Interior humidity of concrete under dry-wet cycles, Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 24, no. 3, pp. 289-298.
14. de Oliveira A. M. and Cascudo O., 2018, Effect of mineral additions incorporated in concrete on thermodynamic and kinetic parameters of chloride-induced reinforcement corrosion, Construction and Building Materials, vol. 192, pp. 467-477.
15. Richardson M. G., 2002, Fundamentals of durable reinforced concrete. CRC Press.
16. Jau W., Tan J., and Yang C., 2006, Effect of sea sand on concrete durability and its management, Journal of Southeast University (Natural Science Edition), vol. 36, no. 2, pp. 161-166.
17. Islam M. M., Islam M. S., Al-Amin M., and Islam M. M., 2012, Suitability of sea water on curing and compressive strength of structural concrete, Journal of Civil Engineering (IEB), vol. 40, no. 1, pp. 37-45.
18. Ghorab H., Hilal M., and Kishar E., 1989, Effect of mixing and curing waters on the behaviour of cement pastes and concrete part 1: microstructure of cement pastes, Cement and Concrete Research, vol. 19, no. 6, pp. 868-878.

Effect of Using Steel Slag as Fine Aggregate on Cement Mortars Properties

Abdullah M. Elsaedi [1], Hamza E. Ben-Omran [2] and Mohammed A. Saleh [3]

1 Post-Graduate Student, Department of Civil Engineering, Omar Al Mukhtar University, El Beida, Libya

2 Professor, Department of Civil Engineering, University of Derna, Derna, Libya

3 Associate Professor, Faculty of Engineering, Omar Al Mukhtar University, El Beida, Libya

ABSTRACT

This study investigates the effect of utilizing a steel slag as a fine aggregate replacement on the physical and mechanical properties of both fresh and hardened mortar. The materials used for this study included Portland cement and a non-commercial air-cooled Electric Arc Furnace Steel Slag (EAFS) produced in Libya (Libyan Iron and Steel Company). Mortars are made of blends with different levels of fine aggregate replacement (i.e., 20%, 40%, 60%, 80%, and 100%). The results showed that the preferred additional content of steel slag aggregate in a combined admixture was less than 20%. with the increase of content steel slag aggregate the Fresh Bulk Density is increased and the Workability is decreased. Improvement in compressive strength compared to the OPC was noticed for S20 containing fairly (20% of steel slag aggregate) content at early ages, whereas reached a compressive strength nearly equal or slightly lower to the OPC in 28 days. However, for S20 show significantly improved results in terms of water absorption and pulse velocity compared to OPC at early ages. Based on gained results, it can be using of steel slag as a fine aggregate replacement up to 20%, which can lead to more significant environmental and sustainable benefits.

Keywords: Cement Mortar, Electric Arc Furnace Steel Slag, Fine Aggregate, Sustainability, Waste Management.

INTRODUCTION

The construction industry constitutes around one-tenth of gross domestic product worldwide. Construction activities consume enormous amounts of materials, including cement, concrete, aggregate, steel, and non-ferrous metals. During this process, a huge amount of energy is used, and greenhouse gas emission takes place. Figure 1 shows the cement, iron and steel plants locations in Libya. Reuse and recycle industrial and municipal coproducts and by-products can significantly save natural resources and contribute to sustainability in environmental, social, and economic aspects. The benefits of sustainable design and construction offer the potential to change the way in which we as humans face the challenges in the future. These difficulties are not insignificant [1,2].

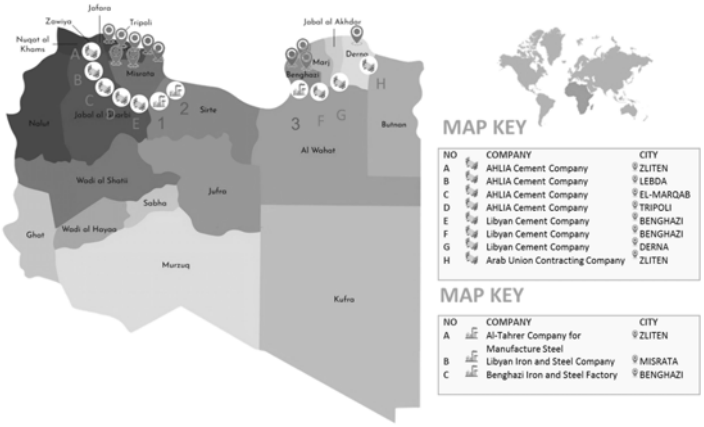


Fig. 1: Cement, iron and steel plants locations in Libya

Zero waste politics aims to reduce the environmental burden of the earth from by-products and save energy by recycling waste. The balance between the free-market economy and ecologically acceptable solutions is very unstable and sensitive. Human health risk and survival depend on this balance. Slag seems to be a good option as a construction material, but like other similar waste types such as fly ash, its application has to be done in conjunction with controlling its environmental impact and dissemination of possibly harmful agents. The significance of this paper will be summed up in reducing the earth's environmental burden from by-products and saving energy by recycling waste.

The demand for cement has increased everywhere in the planet which has created great pressure on the cement industry. The cement industry is one amongst the foremost important factors affecting temperature change and warming impacts. None of the substitute materials for hydraulic cement mentioned above are produced in Libya. However, the country produces over 27,000 of electrical arc furnace slag annually as a significant by-product of the iron and industry [3,4]. Many thousands of plenty of slag is currently dumped over an outsized area of land where it's now a serious environmental problem. Among the difficulties facing the method of using arc furnace slag is that the difficulty of grinding, transporting and treating it within the event of early hydration and early resistance, which makes the employment of Libyan steel slag in replacement very expensive and not encouraging to the cement industry. Therefore, it was absolutely necessary to balance between environmental stability and economic feasibility, and this is often what this study tries to get during a realistic and practical way in line with the principle of direct and cheap use.

A wide range of outstanding and instructive studies on materials science and construction materials technology have been published, and significant improvements in slag usage have been and continue to be produced. However, an integrated professional literature addressing the production, processing, and usage of the wide variety of ferrous slags has not been published to date. Reflecting this trend, the primary aim of this paper is to present all the many possibilities of steel slag for use as a building material and evaluate its properties before it is effectively incorporated into the corpus of standard construction materials and approved for regular usage. in

this context, this study has been designed on the basis of experimental studies, to get realistic and applicable results in order that it's incorporated and employed in the Libyan market.

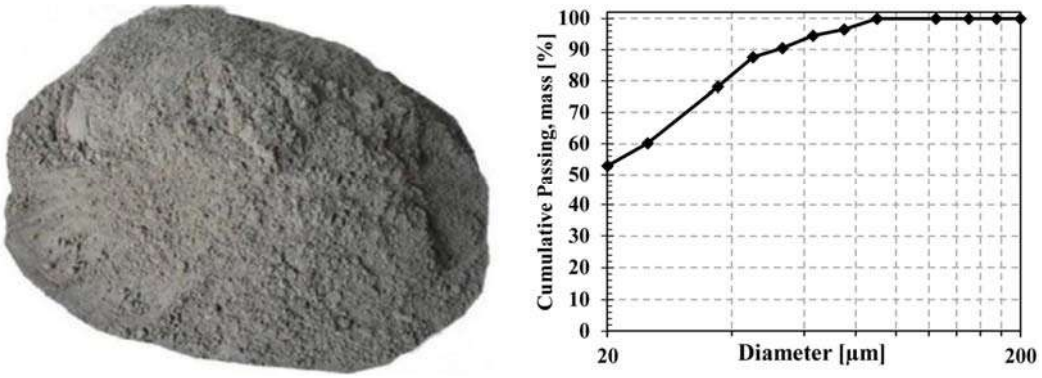
When employed as an aggregate including mortars, concretes or soil stabilization the literature demonstrates that the effects on material properties can be highly variable, which means that predicting effects on material properties is very difficult. The source of the variable effects can be somewhat attributable to the variability in EAF composition; for instance, the exterior and interior of a given EAF particle can have different compositions, which may affect bonding conditions and thereby influence composite performance.

EXPERIMENTAL STUDY

Material Properties

Ordinary Portland cement (OPC) **--** An ordinary Libyan Portland cement CEM I 52.5N obtained from the Libyan cement company plant was used throughout the tests.

Physical properties of cement, i.e., fineness, specific gravity, bulk density and compressive strength, are evaluated by the procedures given in BS EN 197-1 [5] Standard specifications. Figure 2 shows the Physical appearance and particle size distribution of the cement used.



(a) (b)

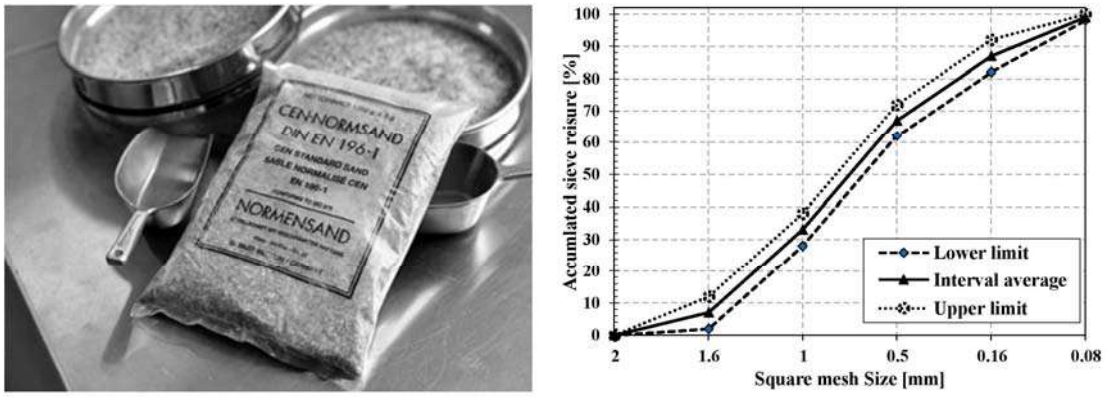
Fig. 2: a) Physical Appearance of the Cement Used, b) Particle Size Distribution of Cement Used (Sieve Analysis) [6]

The results of physical properties and the chemical composition using the X-ray fluorescence technique (XRF) of the cement used are given in Table 1.

Table 1: Physical Properties and the Chemical Composition of the Cement Used

Physical and Chemical Properties			Chemical Composition		
Characteristics	Test Result	Standard [5]	Compounds %	Values %	Standard [5]
Fineness (% retained on 90 µ sieve)	0	≤ 10	SIO_2	19.34	15 – 25%
Blaine fineness (cm^2/g)	3625.18	-	AI_2O_3	5.80	3 - 5%
Specific gravity (g/cm^3)	3.15	3.15	Fe_2O_3	3.19	2.0 - 3.5%
Bulk density (kg/m^3)	2354.17	-	CaO	62.44	60 - 70%
Compressive strength (MPa)	-	-	MgO	2.47	0.5 - 1.5%
• 2 days	34.94	≥ 20	Na_2O	0.08	≤0.75%
• 7 days	44.63	-	K_2O	0.90	-
• 28 days	57.25	≥ 52.5	CI	0.005	-
Loss on ignition (%)	2.75	≤ 5	So_3	3.69	≤3.5%
Gypsum purity	78.28	-	Tio_2	0.36	-
			MnO	0.046	-
			P_2O_5	0.20	-

Standard sand -- There isn't any natural sand available, which meets the particle size distributions requirements of EN 196-1 [7]. Thus, CEN standard sand is a synthesized product composed of several different sand-type fractions. The sand-type fractions are manufactured industrially through sieving and the various sand fractions are mixed in defined portions. Figure 3 shows the Physical appearance and grain size distribution of the standard sand used.



(a) **(b)**

Fig. 3: a) Physical Appearance of the Standard Sand Used, b) Grain Size Distribution of Standard Sand Used (Sieve Analysis) [7]

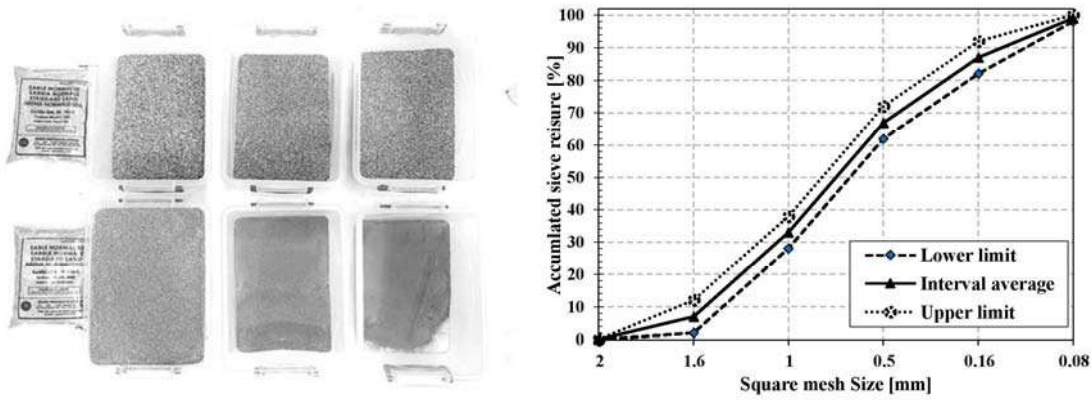
CEN standard sand, which is a naturally occurring siliceous sand composed of rounded particles containing at least 98% silica, has been used. The results of physical properties and the chemical composition using the X-ray fluorescence technique (XRF) of the standard sand used are given in Table 2.

Table 2: Physical Properties and Chemical Composition of the Standard Sand Used

Physical characteristics	Test Result	Chemical composition		
		Compounds %	Values %	Standard [7]
Specific gravity G_s (g/cm^3)	2.65	SIO_2	98.22	≥ 98
Fineness modulus	2.93	AI_2O_3	-	-
Absorption capacity (%)	≤ 1	Fe_2O_3	-	-
Grading zone	Zone II	CaO	-	-
Moisture content (%)	≤ 0.2	MgO	-	-

Libyan steel slag aggregate (SSA) -- Libyan steel slag Aggregate (SSA) is a non-commercial air-cooled electric-arc furnace steel slag produced in Libya as a by-product of the Iron and Steel Industry. The slag was supplied initially in the form of medium size (100mm to 400mm) rocks. Finally, the slag powder was sieved to pass 2 mm, in order to remove any remaining larger particles.

The steel slag aggregate type fractions are industrial by-produced by sieving. The different sand fractions are blended in defined portions. In general, Steel slag aggregate grain size distribution or gradation is one of the properties of fine aggregates which influence the compressive strength of cement mortars. Gradation of fine aggregate satisfy the grading requirement EN 196-1 [7]. Figure 4 shows the Physical appearance and grain size distribution of the steel slag aggregate used.



(a) **(b)**

Fig. 4: a) Physical Appearance of the Steel Slag Aggregate Used, b) Grain Size Distribution of Steel Slag Aggregate Used (Sieve Analysis) [7]

The results of physical properties and the chemical composition using the X-ray fluorescence technique (XRF) of the steel slag aggregate used are given in Table 3.

Table 3: Physical Properties and Chemical Composition of the Steel Slag Aggregate Used

Physical characteristics	Test Result	Chemical composition	
		Compounds %	Values %
Specific gravity G_s (g/cm^3)	2.73	SIO_2	16.95
Fineness modulus	2.93	AI_2O_3	5.17
Absorption capacity (%)	6.7	Fe_2O_3	16.30
Grading zone	Zone II	CaO	46.89
Moisture content (%)	0.97	MgO	5.85

Distilled water **--** Distilled water was used to ensure that salts and other impurities were removed from the water. This was necessary to achieve control of variables and ensure precise results in any testing. Distilled water is important to maintain the integrity of the mortar properties. Table 4 shows the Physical and chemical properties of the distilled water used.

Table 4: Physical and Chemical Properties of the Distilled Water Used

Characteristics	Electro-conductivity (µS/cm)	pH	Density (kg/m^3)
Test Result	2.1	7.0	997

Mix Design

A simple strategy has been taken which involves the partial to full replacement of the fine aggregate with an equal weight of SSA. The levels of fine aggregate replacement were (20%, 40%, 60%, 80%, and 100%). In this context, it must be clarified that the w/c ratio in this study refers to the added water and the effective water content in the mortars available for binder hydration would be less by the amount of water absorption by the fine aggregate.

Table 5: Quantities and Proportions of Mixing Materials for Mortar Mixes

Sample	Ratio	Cement		Water		w/c		CEN Stan. sand	SSA
	%	%	g	Added	Effective	Added	Effective	g	g
C	0	100	450	225	225	0.5	0.5	1350	0
S20	20	100	450	229.5	225	0.51	0.5	1080	270
S40	40	100	450	234	225	0.52	0.5	810	540
S60	60	100	450	238.5	225	0.53	0.5	540	810
S80	80	100	450	243	225	0.54	0.5	270	1080
S100	100	100	450	247.5	225	0.55	0.5	0	1350

Sample Preparation and Curing

The prisms were cast according to BS EN 196-1 [7] using mortar including a CEN Standard sand (three parts), cement (one part) and water (half part) giving a water-to-cement ratio of 0.50. see Table 6 for mix proportions.

Table 6: Mix Proportions Giving One Mould of Cement Prisms

Material	CEN Standard sand + SSA	Cement	Water
Amount [g]	1350	450	225

The prisms were cast in moulds that gives three prisms each. All three prisms from one mould was of the same mix and stored in the same storage water. The fresh mortar after mixing was casted in steel moulds with different dimensions depending on the test type as shown in Table 7.

Table 7: Details of Mortar Samples

No.	Shape	Dimension (mm)			Parameter Investigated	Quantity
		Height	Width	Length		
1.	Prism	160	40	40	Compressive strengths - UPV	96
2.	Prism	160	40	40	Flexural strengths - UPV	48
3.	Prism	160	40	40	Total porosity - UPV	54
4.	Cube	50	50	50	Capillary water absorption	36

Experimental Procedure

The testing procedures followed to determine the properties are briefly explained below in the Table 8.

Table 8: Details of the Tests Performed

S. No.	Test Parameter	Method of Test
1	Chemical analysis	BS EN 196-2:2013 [8]
2	Water absorption of fine aggregate	BS 812-2:1995 [9]
3	Specific gravity (relative density) of fine aggregate	BS 812-2:1995 [9]
4	Consistence of fresh mortar (by flow table)	BS EN 1015-3:1999 [10]
5	Fresh bulk density	BS EN 1015-6:1999 [11]
6	Compressive strength	BS EN 1015-11:2019 [12]
7	Flexural strength	BS EN 1015-11:2019 [12]
8	Vacuum saturation porosity	ASTM C642-97 [13]
9	Capillary water absorption	BS EN 1015-18-2002 [14]
10	Ultra pulse velocity	BS EN 12504-4:2021 [15]

RESULTS AND DISCUSSION

Fresh Bulk Density and Workability

The fresh bulk density of mortar is the mass of freshly mixed mortars required to fill the container of a unit volume. Figure 5 shows the fresh bulk density of OPC and steel slag aggregate blended mortars. Progressive addition of steel slag to the mortar decreased the fresh bulk densities, this reduction continuing up to 20% level. Hence, with the addition of steel slag aggregate as a partial to full replacement of standard sand, the fresh bulk density of mortars continues to increase, and the increase in fresh bulk density is more profound at higher replacement levels of 80% and 100%. However, the fresh density fluctuated between 2403.65 kg/m3 and 2288.96 kg/m3. in general, it can be seen that, there was no notable change in mortar fresh density for all mixes.

Workability of all mortars mixes was evaluated as flow in mm as shown in Figure 6. In general, with the addition of steel slag aggregate as a partial to full replacement of standard sand, the workability of mortars continues on decreasing. The decrease in workability is more profound at higher replacement levels of 80% and 100%. However, the flow fluctuated between 195.56 mm and 117.40 mm.

The decrease in workability with the addition of steel slag aggregate as partial to full replacement of standard sand can be attributed to the difference in particle size distribution and shape of standard sand and steel slag aggregate particles.

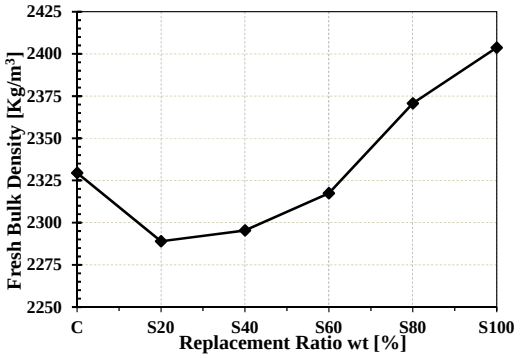


Fig. 5: Fresh bulk density of OPC and steel slag aggregate blended mortars

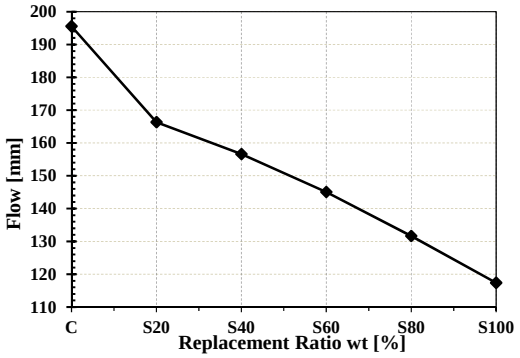


Fig. 6: Flow of OPC and steel slag aggregate blended mortars

Compressive Strength, Flexural Strength and Strength Activity Index

Figure 7 shows the compressive strength of OPC and steel slag aggregate blended mortars at different ages. In general, for all mortars mixes, the compressive strength increased as the curing time increased.

The early age (7 days) compressive strength of the OPC sample (44.63 MPa), and the compressive strengths of cement mortars blended with steel slag aggregate were evidently lower. Meanwhile, the compressive strength of the mortars containing steel slag aggregate decreases with the increased replacement ratio. This is maybe due to the bonding condition between the aggregate and hardened paste playing a very important role in the compressive strength of mortars.

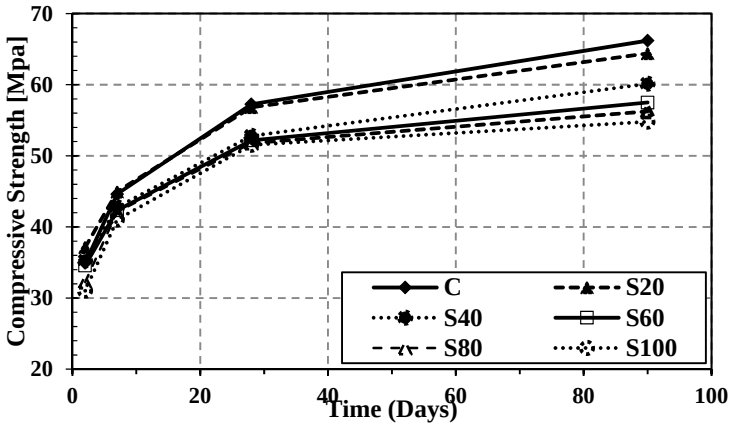


Fig. 7: Compressive Strength of OPC and Steel Slag Aggregate Blended Mortars at Different Ages

Results of the flexural strength of OPC mortars and steel slag aggregate blends at various curing periods up to 90-day are presented in Figure 8. The flexural strength of the mortar sample prepared by steel slag aggregate instead of part of fine aggregate was lower than that of pure mortars. In general, adding steel slag aggregate at all ages has unfavorable effect on the flexural strength of blended mortars.

Based on the results obtained, it can be observed that at all ages, all the mortars blends exhibited lower flexural strength than the OPC. The strength reduction became more pronounced as the steel slag aggregate content increased. When the steel slag aggregate level exceeded 40%, the sample's flexural strength decreased obviously, limiting the use of steel slag aggregate in large amounts.

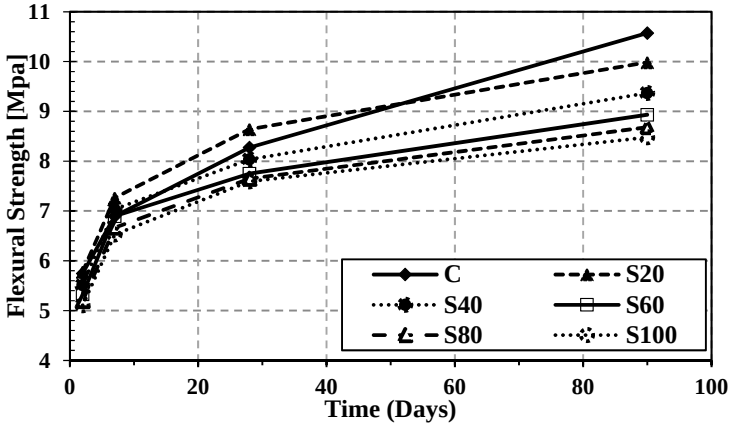


Fig. 8: Flexural Strength of OPC and Steel Slag Aggregate Blended Mortars at Different Ages

Figure 9 shows the activity index of OPC and steel slag aggregate blended mortars at different ages. The activity index -time plots provide an insight into the rates of reaction in the blended system relative to the pure mortars. However, it is observed that steel slag aggregate develops lower strength, compared to OPC mortars. The strength decrease is high, as the steel slag aggregate content increase. Finally, at later ages, strength development is primarily influenced by pure cement hydration, and the presence of steel slag aggregate appears to obstruct this process.

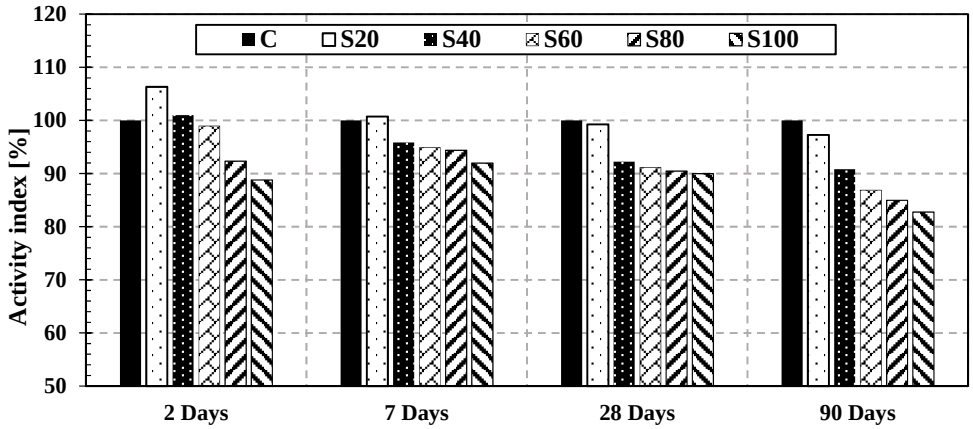


Fig. 9: Strength Activity Index of OPC and Steel Slag Aggregate Blended Mortars at Different Ages

Total Porosity, Water Absorption Capacity and Sorptivity Coefficient

The total porosity for all mortars mixes was measured using the vacuum saturation technique and cured at three distinct ages are shown in Figure 10. These results are presented as the percentage volume of pores to the total volume of the sample. At all ages, it is obvious that the porosity values of all steel slag aggregate mixes were higher than those of the OPC. The increase in the porosity value of steel slag aggregate blends reduces the compressive strength and could be attributed to an increase in the total volume of capillary pores as well as increased w/c ratio.

Finally, it can also be observed that the water absorption capacity and sorptivity coefficient of all samples increased with the increase of the content of steel slag aggregate. The reason is the same as for the increase in the total porosity.

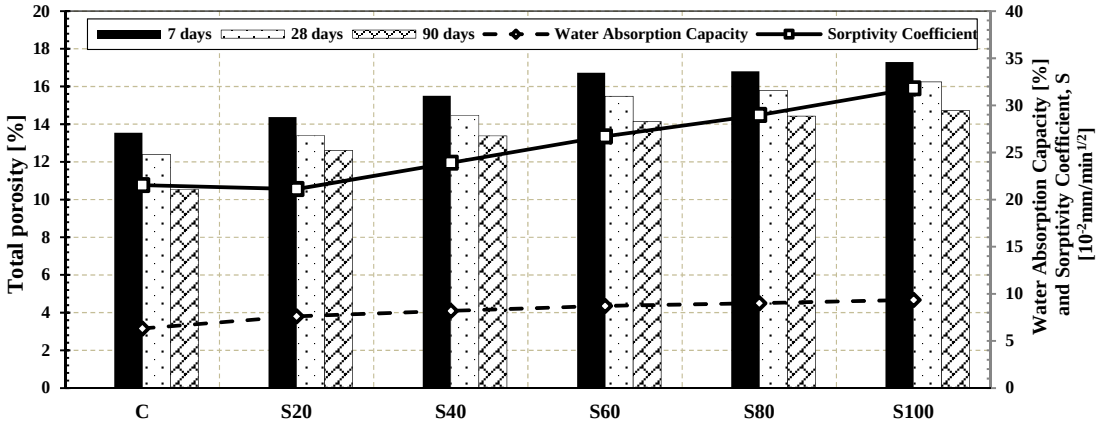


Fig. 10: Total Porosity of OPC and Steel Slag Aggregate Blended Mortars at Different Ages

Water Absorption Rate

Water absorption of different mortars mixes was evaluated at age of 7, 28 and 90 days, to study the effect of partial to full replacement of standard sand with steel slag aggregate as shown in Figure 11. In general, the average water absorption of OPC and steel slag aggregate blended mortars decreased proportionally when the curing age increased.

Most of the steel slag aggregate blends exhibited higher water absorption rates and capacities than the OPC at all ages. It can also be observed that, the reduction in water absorption rate and capacity was inversely proportional to the increase in fine aggregate substitution by steel slag aggregate.

The reduction in values of the water absorption rate and absorbed water capacity of S20 blends could be attributed to a decrease in the total volume of capillary. The capillary pores present in the mortars and their connectivity are the main governing factors in the water absorption rate in mortars.

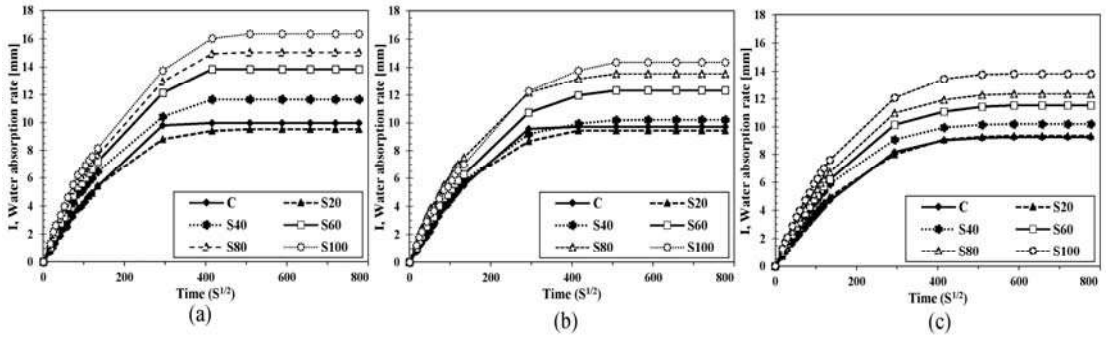


Fig. 11: Water Absorption Rate of OPC and Steel Slag Aggregate Blended Mortars at a)7 days, b) 28 days and c) 90days.

Ultrasonic Pulse Velocity

Based on the results obtained as shown in Figure 12, it was found that the UPV values of all the mortars mixes were lower than the OPC mortar after all curing ages but increased as the period of curing increased. The reduction in pulse velocity is attributed to the attenuation which is the loss of the wave energy as it moves through the medium. UPV varies between the 3949 m/s and 4879 m/s at all ages of curing.

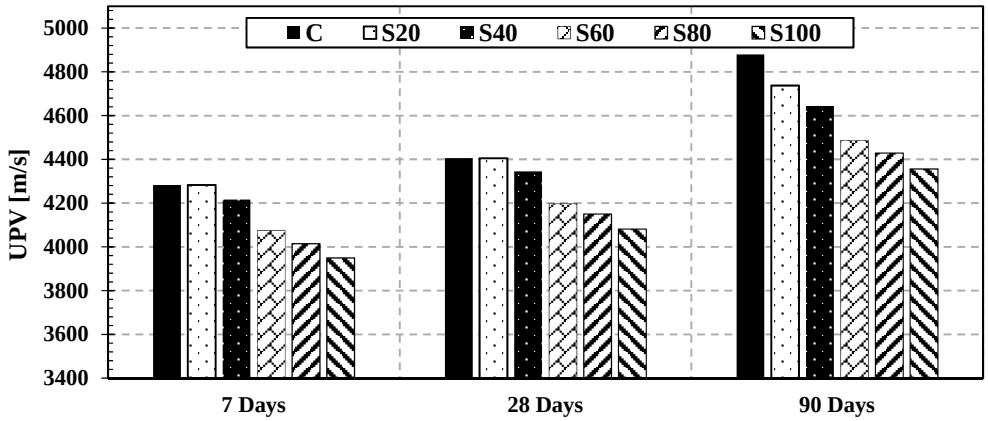


Fig. 12: Ultrasound Pulse Velocity of OPC and Steel Slag Aggregate Blended Mortars at Different Ages

The correlation between UPV and compressive strength, UPV and flexural strength and UPV and total porosity of steel slag aggregate blends mortar is shown in Figure 13. It can be seen that with the correlation coefficient of $R^2 = 0.785$, $R^2 = 0.8914$ and $R^2 = 0.8497$ respectively. in general, the steel slag aggregate blends mortars followed a trend similar to that of OPC mortar.

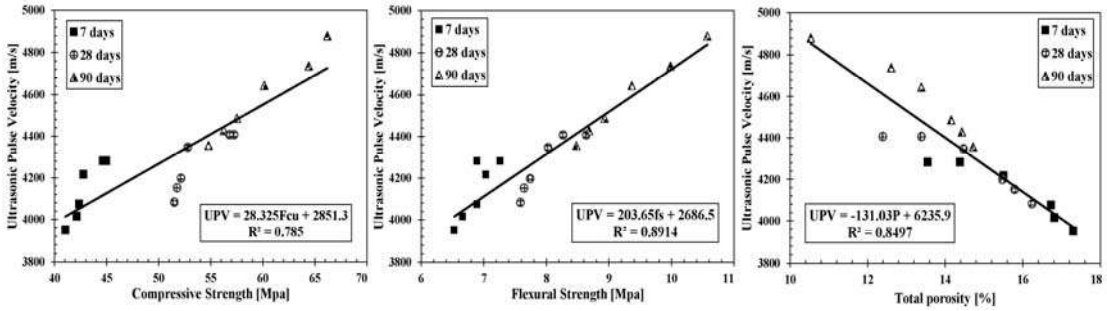


Fig. 13: Relationship Between the a) UPV and Compressive Strength, b) UPV and Flexural Strength, c) UPV and Total Porosity of the OPC and Steel Slag Aggregate Blended Mortars

CONCLUSIONS

The following conclusions could be drawn from the results of this study:

1. The fresh bulk density of the mortar mixes slightly decreased then increased as the steel slag aggregate content in the blends increased and this increase is more profound at higher replacement levels of 80% and 100%. It may be due to the density of steel slag aggregate.
2. The fluidity of the mortars decreases with increases the fine aggregate replacement ratio and the decrease in workability is more profound at higher replacement levels of 80% and 100%. It may be due to the difference in particle size distribution and shape of standard sand and steel slag aggregate particles.
3. The compressive strength of the mortars containing steel slag aggregate decreases with the increased replacement ratio. It may be due to the bonding condition between the aggregate and hardened paste playing a very important role in the compressive strength of mortars.
4. Flexural strength for all steel slag aggregate mixes follows the same trends as compressive strengths. in addition, when the content of steel slag aggregate was higher than 40%, the flexural strength of the sample decreased obviously, which limits the use of steel slag aggregate in large quantities.
5. Depending on the results of activity index, it seems that steel slag aggregate develops lower strength, at all ages, compared to reference mortars.
6. The porosity of the mortar mixes increased as the steel slag aggregate content in the blends increased and this increase reduces the compressive strength. Hence it could be attributed to an increase in the total volume of capillary pores.
7. The water absorption rate of the mortar mixes increased as the steel slag aggregate content in the blends increased. It may be due to a decrease in the total volume of the capillary.
8. The UPV values of all the mortar mixes were lower than the OPC mortar after all curing ages but increased as the period of curing increased. The reduction in pulse velocity is attributed to the attenuation which is the loss of the wave energy as it moves through the medium.

ACKNOWLEDGEMENTS

My special thanks and gratitude to my supervisor Prof. Dr. Hamza Ben Omran for his guidance and continuous support during my work. Many thanks to Dr. Mohammed saleh for his guidance. Many thanks to Engineer Faraj Al-Haddad, who helped me with his time, effort and knowledge in preparing this study. Many thanks to the Libyan Cement Company - Al-Fateeh Cement Factory, who sponsored this research and provided the laboratory for experiments.

REFERENCES

1. Pearce, A. R., Ahn, Y. H., Hanmi Global. Sustainable building and infrastructure – Paths to the future. Glasgow, UK: Routledge Taylor and Francis, 2012.
2. Spitz, K., & Trudinger, J. Mining and the environment, from ore to metal. London: Taylor and Francis, 2009.
3. World Business Council for Sustainable Development (WBCSD), Report: Recycling con-crete. Accessed August 12, 2015, from http://www.wbcsdcement.org/pdf/CSI-RecyclingCon-crete-FullReport.pdf.
4. El-Wefati A. M. Problems of Concrete Structures. Al-Raya al-Khadhra University of Engineering Science, Tripoli, Libya, 1989.
5. European Standard, cement, Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements." BS EN 197-1, European Committee for Standardization CEN, Brussels, September,2011.
6. European Standard, Methods of testing cement, Part 6: Determination of fineness." BS EN 196-6, European Committee for Standardization CEN, Brussels, January, 2018.
7. European Standard, Methods of testing cement, Part 1: Determination of strength." BS EN 196-1, European Committee for Standardization CEN, Brussels, April, 2016.
8. European Standard, Methods of testing cement, Part 2: Chemical analysis of cement." BS EN 196-2, European Committee for Standardization CEN, Brussels, January, 2013.
9. British Standard, Testing aggregates, Part 2: Methods for determination of density." BS 812-2, August, 1995.
10. European Standard, Methods of test for mortar for masonry, Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table)." BS EN 1015-3, European Committee for Standardization CEN, Brussels, February, 1999.
11. European Standard, Methods of test for mortar for masonry, Part 6: Determination of bulk density of fresh mortar." BS EN 1015-6, European Committee for Standardization CEN, Brussels, October,1999.
12. European Standard, Methods of test for mortar for masonry, Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar." BS EN 1015-11, European Committee for Standardization CEN, Brussels, September, 2019.
13. American Society for Testing and Materials, Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete.", ASTM C 642-97, Annual Book of ASTM Standards, 2002.
14. European Standard, Methods of test for mortar for masonry, Part 18: Determination of water absorption coefficient due to capillary action of hardened mortar." BS EN 1015-18, European Committee for Standardization CEN, Brussels, December,2002.
15. European Standard, Testing concrete, Part 4: Determination of ultrasonic pulse velocity." BS EN 12504-4, European Committee for Standardization CEN, Brussels, August, 2021.

Influence of the Cementitious Mechanical Properties of Steel Fiber Reinforced Concrete

Enas B. Altalhe[1], Hind Rafia Omar[1], Munya Salih Alhireer[1] and Hanan Ali Almabrok[1]

1 Assistant professor at civil and structural engineering department, omer Almukhtar University

1 M.Sc. student at civil and structural engineering department, omer Almukhtar University

1 M.Sc. Student at civil and structural engineering department, omer Almukhtar University

1 M.Sc. student at civil and structural engineering department, omer Almukhtar University

ABSTRACT

This paper provides a review for earlier studies of the influence of cementitious matrix on fiber reinforced concrete particular steel fiber, One of the main purposes of the addition of steel fibers to the concrete is the control of the plastic shrinkage cracking in the fresh state and the increase of the post-crack resistance in the hardened state .The cementitious matrix is one of the factors that influences the performance of fiber reinforced concrete, interfering in the fluidity of the mixture and in the adhesion between fiber and matrix. In this context, this present paper describes some highlights for inclusion of steel fibers especially the mechanical properties of the steel fiber and possibility to use it locally at the present time where does not appear to be used in Libya. The main objective of this paper is to seek further clarification of this topic, especially since textile reinforced concrete has become an important role in our time.

Keywords: Cementitious matrix, Steel fiber, cracking, concrete**,** Textile.

INTRODUCTION

Advancements in research and development concrete material with compressive strengths of 29,000 psi (200 MPa) or greater (O'Neil et al., 1999; 2006). Plain concrete is relatively brittle and it has low tensile strength, typically only around 1/10th of its compressive strength; however, by carefully selecting and mixing the components, significant improvements in compressive and tensile strengths can be achieved. Therefore, Concrete is characterized by brittle failure. At present, steel fiber reinforced concrete (SFRC) is widely used in many applications such as concrete pavements, patching repair of hydraulic structures, overlays, thin shells, and precast concrete [1].[2].Therefore, steel reinforcement bar is normally used to reinforce the regular concrete. The mechanism of randomly distributed discrete discontinuous fibers is to make a bridge across the cracks that provide some ductility after cracking [2]. If the fibers are strong enough and sufficiently bonded to the material, then they allow fiber reinforced concrete (FRC) to carry notable amount of stresses over a relatively great rupture strain capacity in the post cracking stage.

Textile reinforced cementitious matrix composites (TRCMCs) consist of two main components: a cementitious matrix and one or several layers of technical textiles of different natures and architectures which serve as reinforcements. Due to their good mechanical performance under tensile loading [3], TRCMCs demonstrated their ability to strengthen and repair constructions and civil engineering structures [4]. Incorporating a high performance textile in a cementitious matrix would allow compensating the tensile weakness of the matrix and limiting the damage due to cracking [5]. The tensile behaviour of TRCMCs could be described by three stages as shown in Fig.1:

- The pre-cracking stage characterized by a generally linear behaviour of the composite due to the elastic properties of the matrix and textile;
- The "crack-propagation" stage, which starts after exceeding the strength of the matrix, when cracks are typically generated due to the applied load;
- The quasi-linear "post-cracking" stage, which is governed by the mechanical performance of the textile reinforcement and is characterized by the increase in the opening of cracks as the load increases, until the failure of the specimen

The three-stage behaviour of TRCMCs strongly depends on the state of the interface between the matrix and reinforcement, and on the interactions between the filaments in the yarn cores of the textile reinforcement [6, 7]. Several papers reported that the pre impregnation of textiles led to improving the mechanical properties of TRCMCs.

Steel fiber reinforced concrete (SFRC) is one of the main structural materials widely used in industry and civil buildings. Plain concrete is a brittle material which has a low strain capacity and tensile strength. The discontinuous steel fibers distributed randomly have the role of bridging across the cracks which might develop, and they provide some post cracking "ductility." In particular, SFRC has been widely used in the construction of protective structures such as protective shelters, offshore structures, containments, and nuclear reactors. It may be subjected to loadings such as earthquake, blast loading. For reliable design and modeling of SFRC structures subjected to impact loadings, it is imperative and critical to understand the dynamic properties of SFRC. The present study aims to considering the use of steel fibers and polymeric macro fibers as reinforcement for ordinary and high strength concrete, and seeks to further clarify this topic, especially since textile reinforced concrete have become an important role in our time.

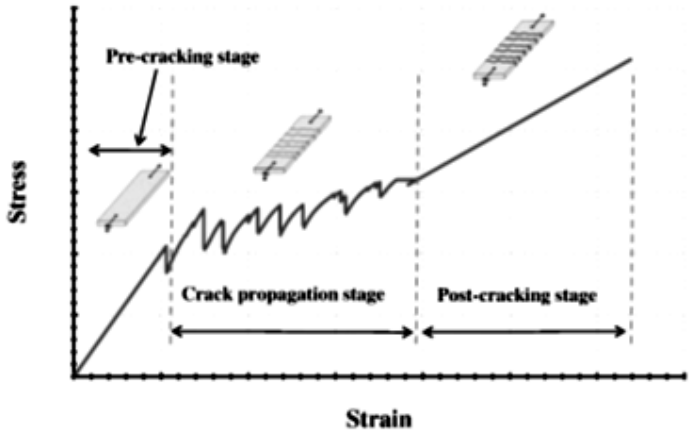


Fig. 1: Typical Mechanical Tensile Behavior of TRCMCs

MIX DESIGN OF SFRC

As with any other type of concrete, the mix proportions for SFRC depend upon the requirements for a particular job, in terms of strength, workability, and so on. Several procedures for proportioning SFRC mixes are available, which emphasize the workability of the resulting mix. However, there are some considerations that are particular to SFRC.

In general, SFRC mixes contain higher cement contents and higher ratios of fine to coarse aggregate than do ordinary concretes, and so the mix design procedures the apply to conventional concrete may not be entirely applicable to SFRC. Commonly the workability of the mix decreased as the size and quantity of aggregate particles greater than 5 mm increased; the presence of aggregate particles less than 5 mm in size had little effect on the compacting characteristics of the mix. Figure 1 shows the effects of maximum aggregate size on workability.

The second factor, which has a major effect on workability is the aspect ratio (l/d) of the fibers. The workability decreases with increasing aspect ratio, as shown in figure 3. In practice it is very difficult to achieve a uniform mix if the aspect ratio is greater than about 100.

To reduce the quantity of cement, up to 35% of the cement may be replaced with fly ash. In addition, to improve the workability of higher fiber volume mixes, water reducing admixtures and, in particular, super plasticizers are often used in conjunction with air entrainment. The range of proportions for normal weight SFRC is shown in Table 1.

For steel fiber reinforced shotcrete, different considerations apply with most mix designs being arrived at empirically. Typical mix designs for steel fiber shotcrete are given in Table 2.

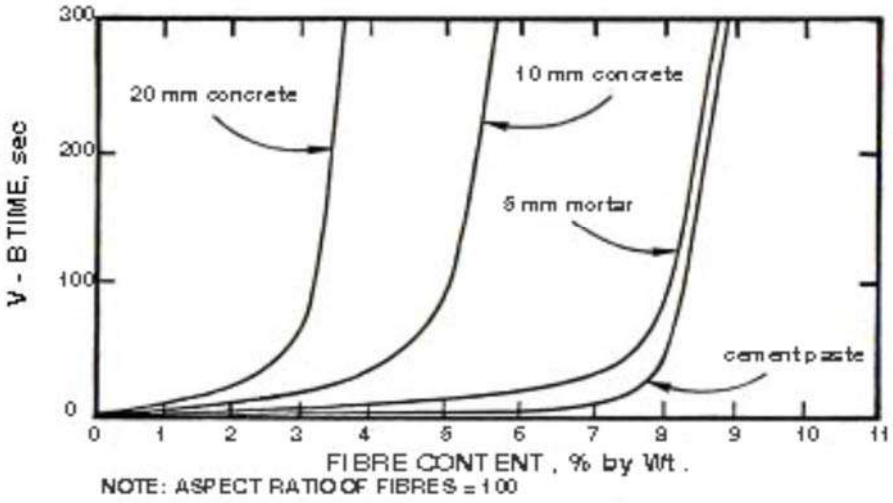


Fig. 2: Workability Versus Fiber Content for Matrices With Different Maximum Aggregate Sizes [8]

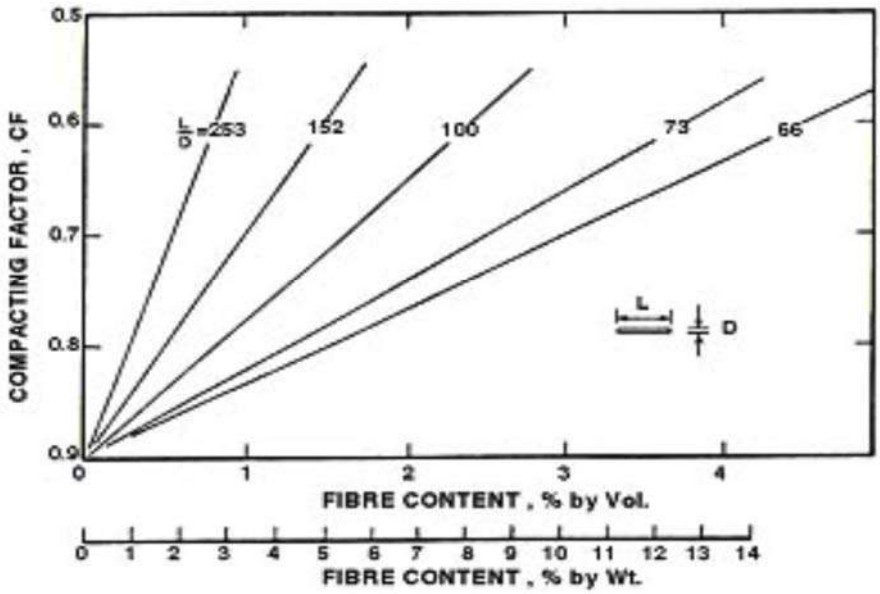


Fig. 3. Effect of Fiber Aspect Ratio on the Workability of Concrete,
as Measured by the Compacting Factor [8]

Table 1: Range of Proportions for Normal Weight Fiber Reinforce Concrete [9]

Property	Mortar	9.5mm Maximum aggregate size	19 mm Maximum aggregate size
Cement (kg/m^3)	415-710	355-590	300-535
w/c ratio	0.3-0.45	0.35-0.45	0.4-0.5
Fine/coarse aggregate(%)	100	45-60	45-55
Entrained air (%)	7-10	4-7	4-6
Fibre content (%) by volume			
smooth steel	1-2	0.9-1.8	0.8-1.6
deformed steel	0.5-1.0	0.4-0.9	0.3-0.8

Table 2: Typical Steel Fiber Reinforce Shotcrete Mixes [10]

Property	Fine aggregate mixture (Kg/m^3)	9.5mm Aggregate mixture (Kg/m^3)
Cement	446-559	445
Blended sand (<6.35mm)[a]	1438-1679	697-880
9.5mm aggregate		700-875
Steel fibres[b, c]	35-157	39-150
Accelerator	Varies	Varies
w/c ratio	0.40-0.45	0.40-0.45

- [a] The sand contained about 5% moisture
- [b] 1% steel fibres by volume = 78.6kg/m^3
- [c] Since fibre rebound is generally greater than aggregate rebound, there is usually a smaller percentage of fibres in the shotcrete in place

REINFORCEMENT MECHANISMS IN FIBER REINFORCED (FRC)

In the hardened state, when fibers are properly bonded, they interact with the matrix at the level of micro-cracks and effectively bridge these cracks thereby providing stress transfer media that delays their coalescence and unstable growth. If the fiber volume fraction is sufficiently high, this may result in an increase in the tensile strength of the matrix [11]. Indeed, for some high volume fraction fiber composite, a notable increase in the tensile/flexural strength over and above the plain matrix has been reported. Once the tensile capacity of the composite is reached, and coalescence and conversion of micro-cracks to macro-cracks has occurred, fibers, depending on their length and bonding characteristics continue to restrain crack opening and crack growth by effectively bridging across macro-cracks. This post peak macro-crack bridging is the primary reinforcement mechanisms in majority of commercial fiber reinforced concrete composite.

EFFECT ON WORKABILITY OF STEEL FIBER

The efficiency of all fiber reinforcement is dependent upon achievement of a uniform distribution of the fibers in the concrete, their interaction with the cement matrix, and the ability of the concrete to be successfully cast or sprayed (Brown J. & Atkinson T., 2012). Essentially, each individual fiber needs to be coated with cement paste to provide any benefit in the concrete. Regular users of fiber reinforcement concrete will fully appreciate that adding more fibers into the concrete, particularly of a very small diameter, results in a greater negative effect on workability and the necessity for mix design changes. The slump changed due to the different

type of fiber content and form. The reason of lower slump is that adding steel fibers can form a network structure in concrete, which restrain mixture from segregation and flow. Due to the high content and large surface area of fibers, fibers are sure to absorb more cement paste to wrap around and the increase of the viscosity of mixture makes the slump loss (Chen and Liu, 2000).

STRUCTURAL USE OF SFRC

As recommended by ACI Committee 544, 'when used in structural applications, steel fiber reinforced concrete should only be used in a supplementary role to inhibit cracking, to improve resistance to impact or dynamic loading, and to resist material disintegration. In structural members where flexural or tensile loads will occur the reinforcing steel must be capable of supporting the total tensile load'. Thus, while there are a number of techniques for predicting the strength of beams reinforced only with steel fibers, there are no predictive equations for large SFRC beams, since these would be expected to contain conventional reinforcing bars as well. An extensive guide to design considerations for SFRC has recently been published by the American Concrete Institute.

For beams containing both fibers and continuous reinforcing bars, the situation is complex, since the fibers act in two ways:

(1) They permit the tensile strength of the SFRC to be used in design, because the matrix will no longer lose its load-carrying capacity at first crack; and

(2) They improve the bond between the matrix and the reinforcing bars by inhibiting the growth of cracks emanating from the deformations (lugs) on the bars.

However, it is the improved tensile strength of SFRC that is mostly considered in the beam analysis, since the improvements in bond strength are much more difficult to quantify.

Steel fibers have been shown to increase the ultimate moment and ultimate deflection of conventionally reinforced beams; the higher the tensile stress due to the fibers, the higher the ultimate moment.

CONCLUSIONS

The study on the introduction of effect of steel fibers can be still promising as steel fiber reinforced concrete is used for sustainable and long-lasting concrete structures. Steel fibers are widely used as a fiber reinforced concrete all over the world. A lot of research work had been done on steel fiber reinforced concrete and a lot of researchers work prominently over it. This review study tried to focus on the most significant effects of addition of steel fibers to the concrete mixes. The steel fibers are mostly used fiber for fiber reinforced concrete out of available fibers in market. According to many researchers, the addition of steel fiber into concrete creates low workable or inadequate workability to the concrete; therefore, to solve this problem of super plasticizer without affecting other properties of concrete may be introduced.

Steel fiber reinforced concrete (SFRC) has the ability of excellent tensile strength, flexural strength, shock resistance, fatigue resistance, ductility and crack arrest. It has been applied abroad in various professional fields of construction, irrigation works and architecture. There are currently 300,000 metric tons of fibers used for concrete reinforcement. Steel fiber remains the most used fiber of all (50% of total tonnage used).

Finally, these fibers are generally used for providing concrete with enhanced toughness and post- crack load carrying capacity. Typically, loose or bundled, these fibers are generally made from carbon or stainless steel, and are shaped into varying geometries such as crimped, hooked-end or wit other mechanical deformations for anchorage in the concrete. Fiber types are classified within ACI 544 as Types I through V, have maximum lengths ranging from 1.5" to 3" (30 to 80 mm), and can be dosed at 10 to 100 lbs/yd (6 to67 kg/m^3).

REFERENCES

1. ACI Committee 544, 1988, design considerations for steel fiber reinforced concrete, ACI Structural Journal, Vol 85, No. 5: 563–579.
2. Bentur, A and Mindess, S., 1990, Fiber Reinforced Cementitious Composites, Elsevier Science, London, UK.
3. Promis, G., Bach, T. Q., Gabor, A and Hamelin, P., 2014, Failure behavior of E-glass fiber- and fabric-reinforced IPC composites under tension and compression loading, Mater.
4. Promis, G., Gabor, A and Hamelin, P., 2011, Analytical modeling of the bending behavior of textile reinforced mineral matrix composite beams, Compos. Struct. 93.
5. Mobasher, B., Peled, A and Pahilajani, P., 2007, Distributed cracking and stiffness degradation in fabric-cement composites, Materials and Structures 39.
6. Hegger, J., Will, N., Bruckermann, O and Voss, S., 2006, Load-bearing behaviour and simulation of textile reinforced concrete, Materials and Structures 39: 765–776.
7. Dilthey, U., 2006, Application of polymers in textile reinforced concrete – From the interface to construction elements, in: ICTRC'2006 - 1st Int. RILEM Conf. Text. Reinf. Concr.
8. Endgington, J., Hannant, D.J and & R.I.T. Williams, R. I. T., 1974, Steel fiber reinforced concrete Current paper CP 69/74 Building research establishment Garston Watford.
9. ACI committee, 1982, State - of - the art report in fiber reinforced concrete, ACI 554 IR – 82 Detroit Mechigan.
10. Henager, C. H., 1981, Steel fibrous shotcrete, A summary of the State – of – the art concrete Int.: Design and construction.
11. Banthia, N., 2012, FRC: Milestone in international Research and development, proceedings of FIBCON2012, ICI, Nagpur, India, February 13-14: 48

Effect of External Sulfate Attack on Properties of GFRP Reinforced Concrete Enhanced with Steel Fibers

Eng. Rowida Boalhasia[1] and Prof. Omer Elzaroug[1]

1Department of Civil Engineering, Omar Al-Mukhtar University, El-Beida, Libya

ABSTRACT

Concrete structures are exposed to sulfate and chloride attacks when are used in different environments such as seawater, deicing salts or industrial waste. Sulfate corrosion is considered one of the most important factors that responses for deterioration of construction materials performance. When sulfate attacks concrete, sulfate ions interact with cement materials to form chemical compounds inside the concrete. These compounds result volume increase and create internal stresses causing cracks, spalling and reduction in concrete strength. In this paper, effect of external sulfate attack on plain concrete samples and samples enhanced with steel fibers (SF) were investigated. Samples were completely immersed in 10% sodium sulfate solution for two different exposure periods (60 & 120 days) to compare with control samples. Compressive strength, density and ultrasonic pulse velocity tests using 100 mm cube and tensile strength (100x 200 mm cylinder) were experimentally investigated. A push-out test was also carried out on 100 mm cube samples with and without SF and reinforced with one 12 mm glass fiber reinforced polymer (GFRP) bar located at the center of the concrete section. This is to study damage in bond between concrete and GFRP rod. The results of concrete samples immersed in sodium sulfate solution for 60 days showed an increase in compressive strength, tensile strength and density, while the results decreased for samples immersed for 120 days.

Keywords: Sulfate, Crack; GFRP, Steel fibers, Compressive strength

INTRODUCTION

Sulfate attack is one of the most widespread and common forms of damage to concrete [1]. It is adverse environmental factor on service of concrete structures and reinforcement corrosion [2]. Marine concrete structures frequently suffer from sulfate attack causing deterioration of structural performance (Fig. 1).

External sulfate attack occurs when there is high permeability of cement-based material and sulfate environment presence (Fig. 2) [3]. Sulfate ions penetrate into internal pores and react with cement hydration products to form expansive products of Gypsum and Ettringite leading to expansion, cracking, and degradation of concrete [4-5].

Fig. 1: Cracking in Bridge from Sulfate Attack

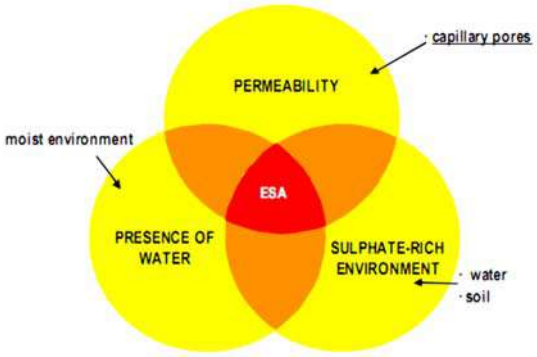


Fig. 2: Representation of European Requirements

Jang *et al*. [6] experimentally evaluate damage of concrete subjected to drying-wetting cycles in different concentrations of sodium sulfate 1%, 5% and 10% by mass. 100 mm cubes are used to study compressive strength loss and analysis of attack products of concrete by Scanning Electron Microscopy SEM and X-ray Diffractometry XRD. In addition, prisms (100×100×400mm) are used to investigate weight loss and damage in thickness of concrete. Weight loss was decreasing in the first thirty days. Then, from 30 days to 150 days, the weight loss remained steady in this period. After 150 days, the weight loss increases at a steady rate.

Compressive strength initially increases and then samples show a drop in compressive strength with increasing exposure time. Ultrasonic velocity decreases by increasing sulfate concentration and corrosion time. Damage to layer thickness of concrete increases with an increase of corrosion times and sulfate concentration. The SEM and XRD show that the main corrosion products of concrete are confirmed to be ettringite and gypsum, and the quantity of corrosion products is proportional to the solution concentration.

Zhou *et al*. [7] experimentally investigate deterioration of concrete in sulfate environment. Experimental samples are 150 mm cubes which immersed in sulfate solution in dry-wet cycle for a period of 12 hours. At the 60th day, concrete strength reached its peak and increased by 6.4%. Compressive strengths decreased by 4.4%, 18%, and 43.1% after 90, 120, and 150 days of corrosion, respectively.

EXPERIMENTAL PROGRAM

Effect of external sulfate attack on plain concrete samples and samples enhanced with steel fibers (SF) are experimentally investigated. Samples are completely immersed in 10% sodium sulfate solution for two different exposure periods (60 & 120 days) to compare with control samples (no exposure). The purpose of using a high concentration of the sodium solution (10%) is to speed up the reaction process and to get early results. Compressive strength, density and ultrasonic pulse velocity tests using 100 mm cube and tensile strength (100x 200 mm cylinder)

were experimentally investigated. A push-out test was also carried out on 100 mm cube samples with and without SF and reinforced with one 12 mm-GFRP bar located at the center of the concrete section. This is to study damage in bond between concrete and GFRP rod.

EXPERIMENTAL MATERIALS

Cement

The cement used in this study is Portland cement manufactured by Al-Fattaih Cement Factory (Darna – Libya), conforming to BS 12: 1996 [8]. Table 1 shows physical and chemical properties and composition of the cement.

Fine Aggregate

Natural sand with an apparent specific gravity of 2.7 and absorption of 2.4% was used. Aggregates were used as all-in aggregate with the standard limitations of BS 882:1992 [9]. The physical properties of the fine aggregate used are given in Table 2.

Coarse Aggregate

Crushed limestone aggregates were mixed and designated as type 1 and 2 with sizes of (10-20) mm and (5-10) mm, respectively. Tables 3 & 4 show physical and mechanical properties of the aggregates used in this investigation. Properties are measured in accordance with BS 812: Part 2: 1995 [10], BS 812: Part 110: 1990 [11] and BS 812: Part 112: 1990 [12].

Table 1: Physical and Chemical Properties of Cement

Chemical Composition	(%)	Physical Properties	
SiO2	19.88	Fineness-Blaine (cm^2/gr)	3093
CaO	63.09	Setting Time (minute)	
$Al_2 O_3$	5.37	Initial	129
$Fe_2 O_3$	2.86	Final	164
MgO	1.52	Specific Weight	3.07
SO_3	2.59	Compressive Strength (MPa)	
Loss on Ignition	2.60	3days	24.1
Alkalies	0.88	28days	44.8

Table 2: Sieve Analysis of Fine Aggregate

Sieve size (mm)	4.75	2.65	1.18	0.6	0.3	0.15
Passing %	100	98.95	98.65	95.8	67.5	4.65
Standard Sieve	-	100-	100-70	100-55	70-5	-

Table 3: Sieve Analysis of Combined Aggregate

Sieve Size (mm)	25	19	12.5	9.5	4.75
Passing %	100	93.85	66.85	38.7	9.25
Standard Sieve	-	100-90	-	60-30	10-0

Table 4: Physical and Mechanical Properties of Coarse Aggregate

Property of Aggregate	Type 1	Type 2	
Apparent Specific Gravity	2.6	2.6	
Absorption (%)	2.3	2.8	
Impact Value (% Fines)			10.0
Crushing Value (% Fines)			25.0

Water for Mixing Concrete & Curing

The water used in the mixing of concrete and curing was within the limits of BS 3148:1980, which are: dissolved solids not exceeding 2000 ppm, sulfates, alkali carbonates and bicarbonates less than 1000 ppm, chlorides less than 500 ppm and suspended solids not exceeding 2000 ppm.

Steel Fibers

Studies indicate that concrete tensile strength varies between around 2 to 5 MPa, which means, the tension averages about 10% of the compressive strength. Steel fibers and other polymers are introduced to concrete to increase its tensile capacity (Fig. 3) [13].

Hooked-end steel fiber with length of 55 mm, equivalent diameter of 1.0 mm, hook length 2.5 mm and hook height 40 mm (Fig. 3) were used in this research. Steel fiber percentages were added to concrete at 0 and 0.75 by volume of concrete.

Fig. 3: Steel fibers Added to Concrete

GFRP Reinforcement

Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) rebar with 12 mm was selected (Fig. 4). GFRP significantly improves the longevity of civil engineering structures [14] and is the lower cost effective. Other benefits are that they are lightweight; have greater tensile strength than steel; they do not influence to magnetic fields and radio frequencies; they are thermally non-conductive and they are non-corrosive [15]. The bar surface deformation is induced so that mechanical bonding is developed between FRP rebars and concrete. Properties of the GFRP used are given in Table 5.

Table 5: Properties of GFRP Reinforcing Bars

Property	GFRP
Density (g/cm^3)	1.25 – 2.1
Nominal Yield Stress, MPa	N/A
Tensile Strength, MPa	483-690
Elastic Modulus, GPa	35-51

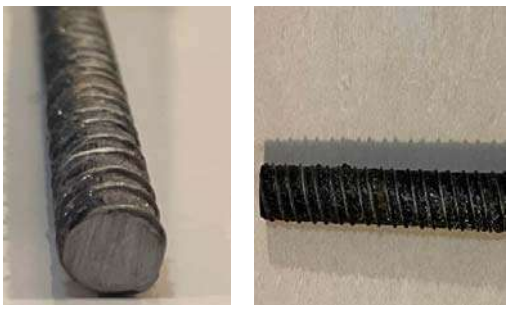


Fig. 4: 12 mm GFRP Reinforcing Bar

CONCRETE MIX DESIGN

Mix design proportioning is designed in accordance with the Building Research Establishment (British Method). Proportioning of concrete mixtures is shown in Table 6. All mixtures were mixed in a laboratory pan mixer with a capacity of 56 liters. The mix ingredients placed in the mixer was in the following order; dry aggregates and cement were mixed in the mixer for 30 seconds. Then, steel fibers were added for 30 seconds and water added gradually in 15 seconds and the mixing was continued for 2 minutes, with total mixing time of 3 minutes for each concrete mixture. After mixing, the molds were filled with the two types of concrete (with and without steel fibers) and properly compacted by means of a vibrating table. The top surface was leveled and finished by trowel.

Table 6: Proportioning of Concrete Mixes (kg/m^3)

Mix	Cement	Water	Sand	Fiber volume	Coarse Aggregate	
					10-20 mm	5-10 mm
SF-0	320	190	720	0	648	432
SF-0.75	320	190	720	59.025	648	432

CURING OF TEST SPECIMENS

After casting, the specimens were covered with burlap sheet and left for 24 hours in the mould at 20±2°C (laboratory temperature). After 24 hours, specimens were removed from the mould and kept in water curing for 28 days at 20°C. Thereafter, concrete specimens were fully immersed in sulfate solution (Na_2SO_4) with concentration of 10% by mass, for (0, 60 &120) days (Fig. 5).

Fig. 5: Specimens Immersed in 10% Sodium Solution (Na_2SO_4)

RESULTS AND DISCUSSIONS

Fresh Mix Properties

Wet density of concrete sample without steel fiber CUF0 (2399 kg/m^3) was lower than concrete enhanced with steel fiber CUF0.75 (2421 kg/m^3) (Fig. 6). The slump decreased with the addition of steel fiber to concrete from 65 to 50 mm, respectively (Fig. 7). This is because adding steel fibers causes better resistance against compaction.

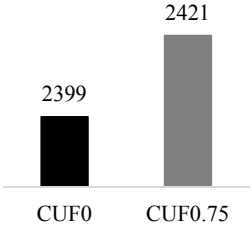


Fig. 6: Wet Density of Concrete Samples (kg/m^3)

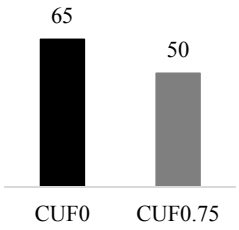


Fig. 7: Slump Values (mm)

Compressive Strength

Figure 8 shows compressive strength of concrete samples subjected to 10% sodium attack. It can be seen from the figure that compressive strengths increased for both plain concrete samples (CUF0) and samples enhanced with steel fibers (CUF0.75) at exposure period of 60 days. Then, the compressive strength slightly decreased at 120 days.

The increasing and decreasing in compressive strengths are related to the reaction of sodium sulfates with hydrated calcium aluminate which produce expansive products, such as ettringite and gypsum. Thus, concrete becomes more compact and its strength is slightly increased in the initial stage of the reaction process. However, with the gradual formation of an expansive stress on concrete through continuous accumulation of expansive products, tensile stress is developed in concrete. When stress exceeds concrete tensile strength, cracks are formed resulting in reduction of compressive strength [16-18].

In compression to CUF0 plain concrete samples, a higher compressive strength with the addition of steel fibers was observed at all exposure times (Fig. 8).

Splitting Tensile Strength

Figure 9 shows 10% sodium sulfate effect on tensile strength of concrete cylinder samples for both plain concrete (CYF0) and concrete enhanced with fibers (CYF0.75). At 60 days of exposure, tensile strength for CYF0.75 increased by 24% compared to CYF0 sample (3.3 MPa). At 120 days, the tensile strength of both samples decreased to 3.4 & 3.0 MPa compared to values at 60 days. However, the tensile values were still higher the control samples 3.2 & 2.3 MPa, respectively.

CYF0.75samples showed higher strength values at all exposure times (0, 60 & 120 days) compared to CYF0 samples. This is because the steel fibers significantly increased splitting tensile strength compared to plain concrete as Figure 9 demonstrates.

Figure 10 shows CYNF0 sample and CYNF0.75 sample both were exposed to 10% sodium sulfate for 60 days. It is noted that steel fibers affect failure mode of concrete cylinder samples. It is also noticed that all plain concrete samples exposed to sodium sulfate or not had a complete splitting (separation of the sample into two parts) at the failure load (Fig. 10), while the samples containing steel fibers did not have a separation despite their cracking and continued to hold together as a result of the fibers bind the concrete components.

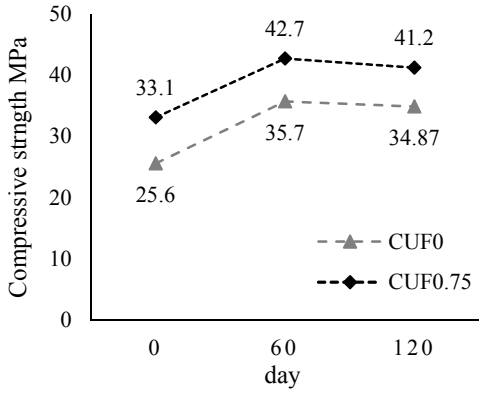


Fig. 8: Compressive Strength Versus Exposure Time

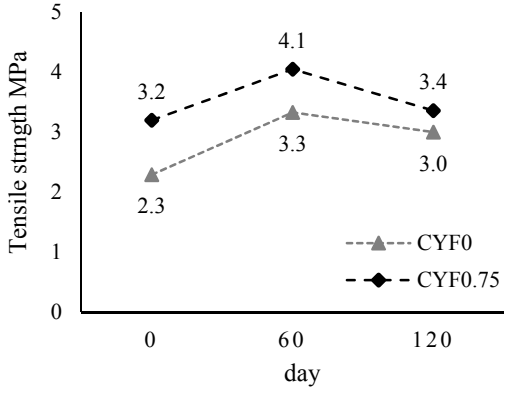


Fig. 9: Tensile Strength Versus Exposure Time

a) CYNF0 b) CYNF0.75

Fig. 10: Samples after Exposure to Sulfate Solution for 60 Days

Density

The mass of control and attacked concrete specimens was monitored for different exposure times (0, 60 & 120 days). Figure 11 shows the effect of sodium influence on density for both concrete samples with (CUF0.75) and without (CUF0) steel fibers. It can be seen for the figure that density of CUF0 increased when immersed in sodium up to 60 days compared to control sample (2161 kg/m^3). As mentioned previously, this is due a deposition of corrosion products in the pore spaces at the initial stage of corrosion, which made the concrete more compact [19-21]. At 120 days, the density gradually decreases to 2339 kg/m^3. This is because of stress due to reaction of sulfates with hydrated calcium aluminate exceeds concrete tensile strength and causes cracks resulting in reduction of compressive strength.

Samples with steel fibers (CUF0.75) show higher density than CF0 plain samples by about 3.9 – 1.7% at exposure periods of 60 and 120 days, respectively, as figure shows.

Ultrasonic Velocity

Figure 12 shows sodium influence on pulse velocity of plain concrete which increased at 60 day and then deceased later at 120 days. It is noted that the ultrasonic velocity is a trend consistent with the change in compressive and tensile strengths of concrete samples. As mentioned previously, the reaction processes produce ettringite and concrete expands and concrete pores are filled with ettringite, concrete compactness increase, and thus the ultrasonic velocity increases. However, with extended sulfate exposure, ettringite and other expansive products accumulate and micro cracks of different sizes are formed inside the concrete samples. The cracking increases the porosity of the concrete and reduces the ultrasonic velocity gradually [22].

The results of ultrasonic velocity for samples enhanced with steel fibers could be affected by steel fibers and do not give an accurate indication of the cracks resulting from the sodium sulfate attack. This behavior may be interpreted through the fact that the velocity is faster in minerals than in non-metallic materials [23].

Influence on Mass Under Wetting Cycles

The plain concrete samples and SF concrete samples were completely immersed in 10% sulfate solution for different exposure times (0, 60 & 120 days), and only SF sample is presented in figures 13, 14 & 15, respectively. After each exposure period, the sample was inspected for any deterioration or damage. It can be seen from figures that edges and surfaces of concrete specimen were peeled and damaged. In addition, some stones inside concrete were exposed, and different degrees of cracks on sample surface were noted.

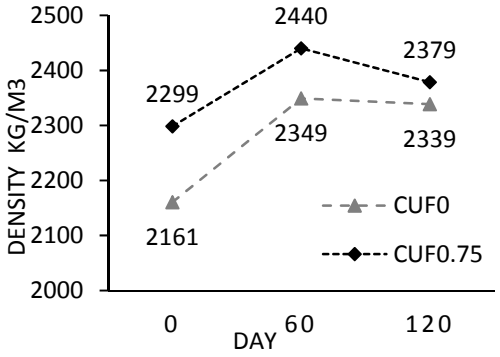


Fig. 11: Density Versus Corrosion Times

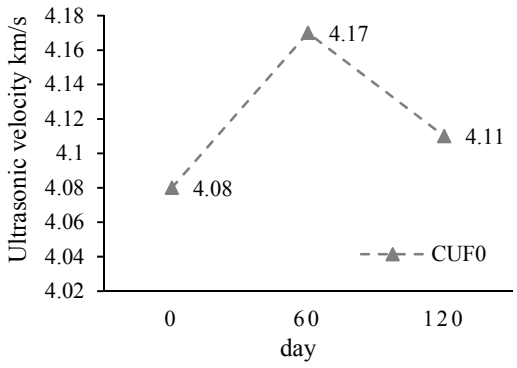


Fig. 12: Ultrasonic Velocity Versus Corrosions Time

Fig. 13: Sample with no Exposure

Fig. 14: Sample After Exposed to 10% Solution for 60 Days

Fig. 15: Sample After Exposed to 10% Solution for 120 Days

EEFFECT OF SULFATE ON BOND BETWEEN GFRP & CONCRETE

Load-displacement Curve

The push out test was carried out to study damage in bond between concrete and GFRP rod (Fig. 16). The load-displacement curves for CPF0 and CPF0.75 control samples and the same samples but fully impressed in 10% sodium CPNF0 & CPNF0.75 for 60 days are shown in figure

17 for compression. It can be seen from Figure 17 that all samples show linear behavior increase up to maximum loads. However, the immersed samples CPNF0 & CPNF0.75 have lower values of ultimate load (Fig. 17). This behavior may be interpreted to internal damage to concrete due to sodium attack as mentioned earlier.

CPF0.75control sample showed relatively largest toughness (area under curve) compared to CPF0control sample without steel fibers, and this applies to the same samples, but immersed in 10% sodium. This is because of the fibers improve in the bond of concrete component.

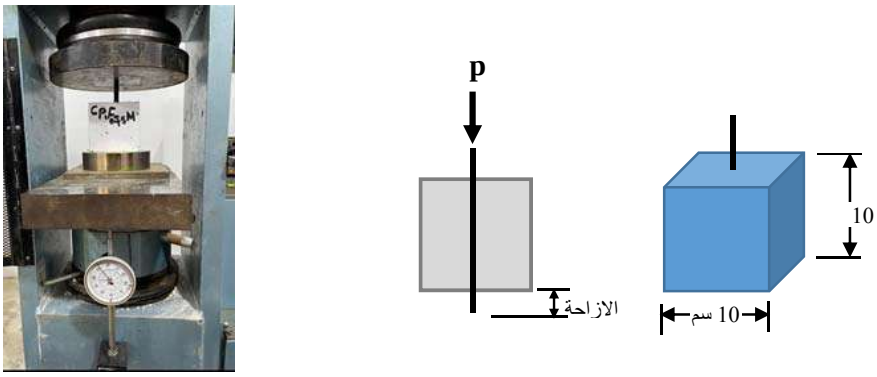


Fig. 16: Push-out Test Setup

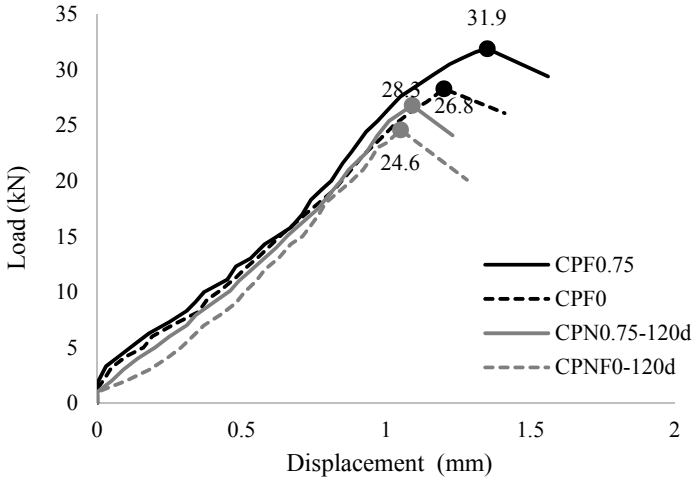


Fig. 17: Load versus displacement

Failure Mode

Figure 18 shows CPF0 and CPF0.75 samples, and figure 19 displays the same two samples but they were exposed to 10% sodium for 120 days. It can be seen from figures that CPF0 and CPF0.75 samples either exposed to sodium sulfate attack or not failed by splitting at maximum load (Fig.18b & Fig. 19b). However, samples containing steel fibers did not have a separation into two parts (Fig.18a & Fig. 19a), and continued to hold together as a result of steel fibers.

a) CPF0.75

b) CPF0

Fig. 18: Control Samples (No Exposure)

a) CPNF0.75

b) CPNF0

Fig. 19: Sample After Exposed to 10% Sulfate Solution for 120 Days

CONCLUSIONS

1. Slump decreased with the addition of steel fiber from 65 to 50 mm. This is because steel fibers caused better resistance against compaction.
2. Compressive and tensile strengths, density and ultrasonic velocity increased for both samples plain and enhanced with steel fibers at exposure period of 60 days. Then, they slightly decreased at 120 days. The increasing and decreasing in concrete properties were related to reaction of sulfates with hydrated calcium aluminate, as explained before.
3. In compression to plain concrete samples, a higher compressive and tensile strengths and density with the addition of steel fibers was observed at all exposure times.
4. Plain concrete samples exposed to sodium sulfate or not had a complete splitting at the failure load, while the fiber samples did not have a separation despite their cracking and continued to hold together.
5. Concrete samples exposed to 10% sodium influence for different exposure times (0, 60 & 120 days), showed that edges and surfaces of concrete samples were peeled and damaged, and different degrees of cracks on sample surface were noted.
6. In push out test, samples immersed in 10% sodium had lower ultimate load which may be interpreted to internal damage to concrete due to sodium influence
7. Failure of push out test showed that plain concrete samples either exposed to sodium or not failed by splitting at maximum load. However, samples containing steel fibers did not have a separation into two parts, and continued to hold together as a result of the fibers bind the concrete components.

REFERENCES

1. Skalny, J. & Marchand, J., 2002, Sulfate Attack on Concrete, London and New York: Spon Press.
2. Ghafoori, N., Najimi, M., Diawara, H. & Islam, M., 2015. Effects of class F fly ash on sulfate resistance of Type V Portland cement concretes under continuous and interrupted sulfate exposures, construction building materials, 78, 85–91.
3. Collepardi, M., 2005, Sulphate attack and alkali–silika expansion, in: Proceeding of the second international symposium on concrete technology for sustainable development with emphasis on infrastructure, Hyderabad India, 27 February– 3 March, p. 55–67.
4. Whittaker, M. & Black, L., 2015. Current knowledge of external sulfate attack. Adv. cement research, 27 (9), 532–545.
5. Müllauer, W., Beddoe, R. & Heinz, D., 2013, Sulfate attack expansion mechanisms, cement concrete research, 52, 208–215.
6. Jiang, L. & Niu, D., 2014, Damage evolution of concrete exposed to sulfate attack under drying-wetting Cycles, 1-6, the open construction & building technology, 8(1), 444-449.
7. Zhou, Y., Tin, H., Sui, L., Xing, F. & Han, N., 2015, Strength deterioration of concrete in sulfate environment: An experimental study and theoretical modeling. Advances in materials since & engineering, Vol. 2015, Article ID 951209, 13 pages
8. BS 12: 1996: Specification for Portland cement.
9. BS 882: 1992: Aggregate from natural sources for concrete
10. BS 812: Part 2: 1995: Methods for determinations of aggregate density and absorption.
11. BS 812: Part 110: 1990: Method for determination of aggregate impact value.
12. BS 812: Part 112: 1990: Method for determination of aggregate crushing value.
13. Ashraf A., Elzaroug, O. & Abubaker, F., 2018, Effect of steel fiber on mechanical properties of normal strength of concrete, the 14th ASEC conference, 12-15, April 2018, Jordan University of Science & Technology.
14. Hughes Brothers, Inc., 2002, Aslan 100 fiber glass rebars, technical report data.
15. ACI Committee 440.1R-15, 2015, Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars, American concrete institute.
16. Santhanama, M., Cohenb, M. & Olekb, J., 2003, Mechanism of sulfate attack: a fresh look - Part 2. Proposed mechanisms, cement & concrete research, 33(3), 341–346.
17. Schmidt, T., Lothenbach, B., Romer, M., Neuenschwander, J. & Scrivener, K., 2009, Physical and microstructural aspects of sulfate attack on ordinary and limestone blended Portland cements, cement & concrete research, 39, 1111–1121.
18. El-Hachem, R., Rozière, E., Grondin, F. & Loukili, A., 2012, New procedure to investigate external sulphate attack on cementitious materials cement & concrete research, 34, 357–364.
19. Yazici, S., Inan, G. & Tabak, V., 2007, Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC, Construction and building materials, vol. 21, pp. 1250-1253.
20. Zhang, M., Chen, J., Lv, Y., Wang, D. & Ye, J.,2013, Study on the expansion of concrete under attack of sulfate and sulfate chloride ions, Construction and building materials, vol. 39, pp. 26–32.
21. Naik, N., Jupe, C., Stock, S., Wilkinson, A., Lee, P. & Kurtis, K., 2006, Sulfate attack monitored by micro CT and EDXRD: influence of cement type, water-to-cement ratio, and aggregate, Cement and concrete research, vol. 36, no. 1, pp. 144–159.
22. Zhou, Y., Li, M., Sui, L. & Xing, F., 2016, effect of sulfate attack on the stress–strain relationship of FRP-confined concrete, Construction and building materials, 110, 235–250.
23. AL-Ridha, A., Atshan, A., Abbood, A.& Dheyab, L., 2013, Effect of steel fiber on ultrasonic pulse velocity and mechanical properties of self-compact concrete, Construction and building materials, vol. 39, pp. 26–32.

التحليل والتصميم الإنشائي

إعداد خريطة سرعة الرياح الأساسية للتصميم الإنشائي للمباني في ليبيا

م. شيماء عبد الحكيم الدباغ [1]، م. إسراء طارق الراجل [2]، أ.د. علي سالم انقاب [3]
2,1 خريجا هندسة مدنية / جامعة طرابلس
3 أستاذ الهندسة الإنشائية / جامعة طرابلس

ملخص

نظرا لعدم وجود مواصفات أو (كود) محلي يعطي سرعة الرياح التي يحتاج لها المصمم الإنشائي لكافة المباني لمقاومة الأحمال الجانبية ، تقدم هذه الورقة البحثية ما يعرف بخريطة السرعة الأساسية للرياح في ليبيا والتي يمكن أن تستخدم في إيجاد الأحمال التصميمية الضرورية لاستكمال التصميم الإنشائي للمباني بشكل آمن. كل البلدان التي لديها (كودات) تصميمية لديها كذلك ما يعرف بالخريطة الأساسية للرياح (Basic Wind Speed Map).

إن إيجاد السرعات التصميمية يتطلب إجراء دراسات لتحويل السرعات المسجلة في المحطات وتحويرها ليمكن استخدامها في إحتساب الأحمال الجانبية للمباني. تقدم هذه الورقة خريطة تصميم لأهم المدن الليبية من واقع البيانات المتحصل عليها لعدد 15 محطة رياح علي مدار 30 سنة . تم تحليل هذه البيانات إحصائيا بطريقتين مختلفتين للحصول علي سرعة الرياح التصميمية للمدن الليبية . تم تطبيق هذه النتائج واستخدام السرعات المتحصل عليها لعدد من المباني المختلفة انشائيا وطبق معيار ASCE-7 للأحمال، و(الكود) الأوروبي EN-4 و(الكود) الهندي IS:875 (Part3) علي مباني عدة خرسانية مسلحة متعددة الأدوار وثم تقييم و مقارنة النتائج . كانت النتائج متوافقة مع دراسات مشابهة أخري في هذا المجال. هذا العمل يساعد علي إنشاء قاعدة مهمة من المعلومات الضرورية لتضمين أحمال الرياح علي المباني بصورة دقيقة في كل موقع بليبيا. البحث يقدم خريطة سرعة الرياح الأساسية للتصميم الإنشائي في كافة أرجاء البلاد ، الأمرالذي يمكن المهندسين من تصميم المباني لمقاومة الأحمال الجانبية الناتجة عن الرياح وإدخالها علي منظومات التصميم المستخدمة في التصميم الإنشائي للمباني بالحاسوب.

كلمات دالة: التصميم الإنشائي، الأحمال الجانبية، ضغط رياح، سرعة الرياح، سرعة الرياح الأساسية.

مقدمة

معظم الأحمال الشائعة المطبقة علي المباني العالية تنقسم الي نوعين أحمال الجاذبية و أحمال جانبية .الأحمال الجاذبية تتكون من أحمال ميتة وأحمال حية بينما الأحمال الجانبية تتكون من أحمال رياح و أحمال زلازل . دقة تقدير الأحمال الجانبية نتيجة حمل الرياح من متطلبات التصميم الإنشائي .وتقدير أحمال الرياح ليست مهمة سهلة. أحمال الرياح تعتمد علي الظروف البيئية و خصائص المبني . ومن أهم العوامل التي تؤثر علي أحمال الرياح الجانبية هي سرعة الرياح الأساسية عند موقع معين . المعادلة الأساسية لحساب ضغط رياح q_z علي ارتفاع $\mathbf{z}$ من المبني يمكن كتابتها كالأتي :

$$q_z = 0.613\, K_z\, K_{zt}\, K_d\, K_e\, V^2 \quad \text{.....(N/m}^2\text{)} \quad \text{if V } (m/s) \quad [1]$$

K_z is velocity pressure exposure coefficient.

K_{zt} is the topoghraphy factor.

K_d is the wind directionality factor.

K_e ground elevation factor.

V is the basic wind speed.

حيث K_z, K_{zt}, K_d, K_e ثوابت تعكس ضغط الرياح وتضاريس الموقع. عند إيجاد سرعة الرياح الأساسية لموقع معين الأحمال الجانبية يمكن تقييمها من المعادلة سالفة الذكر.

الهدف من الدراسة

مختلف (الكودات) العالمية المستخدمة في التصميم الإنشائي في ليبيا تعتمد في تقدير سرعات الرياح بطرق تقريبية.هذه (الكودات) حتي يتم استخدامها بدقة تحتاج الي بيانات تعكس الظروف المحلية. عدم وجود خريطة لسرعة الرياح الأساسية لمدن ليبيا يجعل من مهمة المصمم أكثر صعوبة. توفير خريطة سرعة الرياح الأساسية سيجعل بالتأكيد تقدير الأحمال الجانبية أمراً ميسراً .المهندس الإنشائي سيكون قادراً علي استخدام هذه الخريطة مباشرة في تصميم كافة أنماط المباني بليبيا لمجابهة الرياح كأحمال جانبية.

مراجعة بحوث سابقة

الخطوة الأولي في إعداد خريطة سرعة الرياح الأساسية هي تجميع بيانات الرياح في فترة زمنية معقولة. البيانات التي تم تجميعها من محطات الأرصاد الجوية تم الحصول عليها من 15 محطة في 14 مدينة رئيسية في ليبيا. الخطوة الثانية هي إختيار التحليل الإحصائي المناسب لهذه البيانات. اعتماداً علي الأوراق البحثية المنشورة سابقا وعلي الدراسات الإحصائية علي الرياح فإن معظم الباحثين استندوا علي طريقتي Gumbel و Gringorten في التحليل الإحصائي . Choi و Tanurdajaj في (2002) استخدموا طريقة Gumbel في إعداد خريطة سرعة الرياح في سنغافورة [2] . Kasperski في (2002) قام بإعداد خريط سرعة الرياح في ألمانيا حيث قسم البلاد الي 4 مناطـق ووجد أن سرعة الرياح الأساسية تتروح بين 22.5m/s إلى 32.5m/s [3] .Sahin في (2003) وقام بإعداد خريطة سرعة الرياح الأساسية لتركيا باستخدام طريقة Gumbel [4]. Almaawali وأخرون في (2008) درسوا بيانات رياح في عمان باستخدام طريقة Gumbel و Gringorten [5] . Lakshmana وأخرون في (2009) قاموا بتجميع بيانات الرياح من 70 محطة أرصاد جوية وتم إعداد خريطة سرعة الرياح الأساسية في الهند باستخدام طريقة [6] Gumbel. Abohemda and Al shebani في (2010) استخدموا طريقة Gumbel لدراسة خصائص سرعة الرياح في ليبيا قاموا بتقسيم ليبيا الي 4 مناطق و حددوا قيمة سرعة الريـــاح الأساسية لكل منطقـــة [7].بنـــاء علي دراســـات ســـابقة لمعظم الـــدول فإن الـــدراسة الحـــالية ستستند علي طريقتي Gumbel و Gringorten لحساب سرعة الرياح الأساسية اعتماداً علي 3-sec gust wind speed حسب المعيار الأمريكي للأحمال ASCE-7.

تجميع البيانات

بيانات سرعة الرياح تم تجميعها من مصلحة الأرصاد الليبية خلال فترة زمنية معينة كما هو موضح في جدول رقم 1. سرعة الرياح تم قياسها بوحدة knots علي ارتفاع 10م بواسطة أنوميترلعدد 15 موقعاً . هذه البيانات حللت إحصائيا باستخدام برنامج إكسل بواسطة طريقتي Gumbel و Gringorten .

جدول 1: يبين مواقع محطات الرياح والفترة الزمنية للحصول علي القراءات في ليبيا

الموقع	عدد السنوات	الفترة
إجدابيا	30	2010-1981
بنغازي	30	2010-1981
درنة	30	2010-1981
الكفرة	30	2010-1981
غدامس	30	2010-1981
هون	30	2010-1981
جغبوب	30	2010-1981
مصراته	30	2010-1981
نالوت	30	2010-1981
سبها	30	2010-1981
شحات	30	2010-1981
سرت	30	2010-1981
طرابلس (ميناء)	30	2009-1993
طرابلس (المطار)	30	2010-1981
زوارة	30	2010-1981

التحليل الإحصائي للبيانات باستخدام طريقتي Gumbel و Gringorten

بيانات الرياح المتحصل عليها من محطات الأرصاد حللت إحصائيا باستخدام طريقتي Gumbel و Gringorten. تم استخدام محطة مطار طرابلس كنموذج لشرح كيفية حساب سرعة الرياح الأساسية .بيانات رياح محطة طرابلس (قيمة سرعة الرياح بوحدة Knots/ اتجاهها) موضحة في جدول رقم 2 .

حساب Annual maximum 3-sec gust wind speed من hourly speed wind [8]

$$U_{3sec} = U_{1hr}(1 + 3.33P)$$

هذه المعادلة هي صيغة لتقدير maximum 3sec gust wind speeds من maximum hourly wind

U_{3sec} *is* 3sec gust wind speed (m/s)

U_{1hr} *is* Maximum hourly wind speed (m/s)

$$P = 0.2996(Z_0)^{0.168}$$

Where:

P is Exponent of power-law wind profil

Z_0 is Surface roughness length

بفرض أن $Z_0 = 0.02$ (تضاريس مفتوحة) إذا $P = 0.15$

أقصي سرعة رياح لمدة 30سنة تم تجميعها من قبل محطة الأرصاد الجوية في ليبيا لحساب قيمة سرعة الرياح الأساسية. من المهم تقدير maximum 3sec gust wind speeds من maximum hourly windعند ارتفاع مرجعي 10م فوق سطح الأرض.جدول رقم 3 يوضح حساب maximum 3sec gust wind speeds من hourly wind maximum speeds .

نموذج علي طريقتي Gumbel و Gringorten

قيمة maximum 3sec gust wind speeds علي ارتفاع 10م يتم ترتيبها تصاعديا(1,2,m,.....to N) .كما يوضح جدول رقم 4 قيمة P (The probability of non-exceedance)وفقا لطريقتي Gumbel و Gringorten.

(p = The probability of non-exceedance) يتم حسابها كالآتي [5] :

Gringorten	$p=\frac{m-0.44}{N+0.12}$
Gumbel	$p=\frac{m}{N+1}$

Where:

m is ranked value.

N is the Number of readings.

(Reduced variate = r) يتم حسابها كالأتي :

$$r=-\ln(-\ln p)$$

قيم (maximum 3sec gust wind speeds) تمثل الإحداثي الصادي و قيم(r) تمثل الإحداثي السيني و معادلة الخط مستقيم موضحة في شكل رقم 1 تبعا لطريقتي Gumbel و Gringorten علي التوالي. سرعة الرياح الأساسية يتم حسابها من معادلة رقم التالية [5] .

$$U_{R=}\frac{1}{a}\ln R + u$$

Where

R is the return period in years (2,5,10,100,etc).

$\frac{1}{a}$ is slope of the line.

u is intercept of the line.

(Gumbel method)	y = 3.2903x + 22.907
(Gringorten method)	y=3.0194x+22.971

جدول 2: بيانات سرعة الرياح لمحطة مطار طرابلس في ليبيا كنموذج

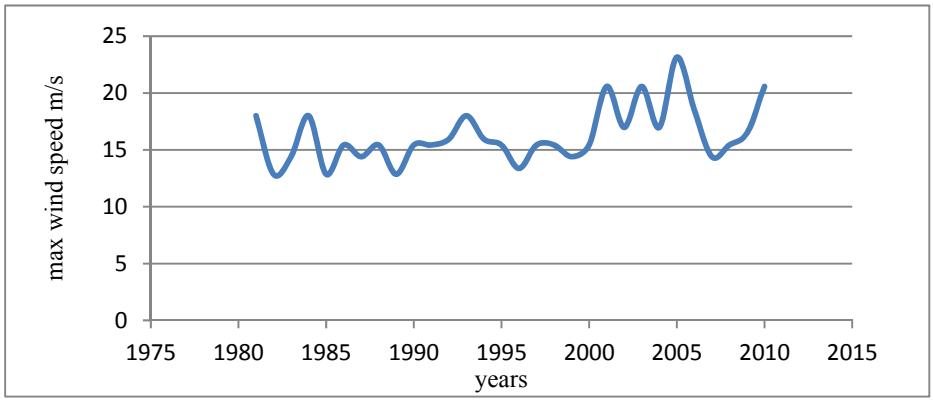
MAXIMUM WIND SPEED (Knots)												
STATION NAME & NO.: TRIPOLI AIRPORT 62010												
Year	**Jan**	**Feb**	**Mar**	**Apr**	**May**	**Jun**	**Jul**	**Aug**	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Dec**
1981	310/35	300/20	150/25	210/28	150/30	270/22	040/19	070/20	140/21	050/18	300/18	280/25
1982	150/25	150/20	120/22	140/20	160/23	070/25	060/20	060/18	120/21	120/22	280/21	280/23
1983	030/19	150/20	240/28	060/20	150/25	150/25	070/20	070/20	040/18	300/20	140/19	300/25
1984	320/16	330/20	140/28	150/25	150/35	060/21	080/22	130/22	290/24	130/22	140/24	260/25
1985	280/22	330/25	140/20	140/23	160/23	140/25	070/20	030/20	070/18	080/20	290/23	030/19
1986	250/22	120/30	140/30	150/25	080/20	040/25	090/28	070/20	060/20	080/20	120/22	310/20
1987	260/21	300/20	320/20	020/20	060/28	150/20	080/20	080/20	060/18	070/23	070/18	100/15
1988	150/23	040/19	260/25	130/30	140/25	130/25	120/28	070/19	050/22	150/20	310/20	300/21
1989	300/16	270/20	360/20	150/25	140/21	150/25	080/22	140/20	150/25	120/20	270/18	150/15
1990	120/26	240/20	080/22	090/30	100/25	080/22	060/22	070/22	070/19	120/25	300/20	300/20
1991	260/20	150/27	020/22	300/24	130/30	030/20	060/20	080/22	220/22	200/20	320/20	360/22
1992	240/12	020/22	140/26	150/25	120/30	060/22	070/31	060/18	010/29	210/20	070/20	240/18
1993	030/16	270/30	220/35	140/25	270/20	120/28	140/25	050/20	150/25	140/30	140/20	240/20
1994	300/31	240/22	150/22	300/26	140/29	300/26	060/22	060/20	060/25	290/20	150/18	320/18
1995	300/20	330/18	150/25	110/29	010/20	140/30	180/21	150/20	210/30	070/19	140/18	120/20
1996	140/20	280/25	130/22	060/26	120/25	160/22	020/24	060/20	060/20	210/20	270/20	240/23
1997	130/27	330/20	030/18	150/30	060/25	140/22	070/22	060/20	070/25	150/19	250/23	270/23
1998	240/18	050/15	030/26	120/24	210/30	040/23	030/20	060/22	300/20	130/25	320/18	280/20
1999	120/22	140/25	150/26	130/23	270/22	080/20	080/22	060/20	150/28	030/20	150/20	240/22
2000	300/15	080/20	140/25	130/27	160/30	150/25	060/22	070/20	030/22	120/20	140/18	290/25
2001	280/20	300/25	210/29	230/40	170/25	030/29	170/20	050/20	040/22	060/20	260/26	260/27
2002	110/15	300/20	130/26	230/33	170/22	060/30	210/20	150/19	260/22	260/18	270/20	270/20
2003	250/30	150/28	060/23	240/35	150/30	050/28	220/22	060/20	060/22	210/24	180/40	230/25
2004	300/22	210/20	040/33	170/32	160/30	170/30	130/22	040/20	060/25	290/20	260/30	250/25
2005	260/22	250/32	250/35	030/33	360/20	060/24	060/20	090/28	180/25	180/20	180/20	250/45
2006	240/20	240/32	250/30	160/36	120/25	020/22	060/20	050/30	050/20	030/20	240/19	230/20
2007	010/20	330/28	170/26	150/23	210/26	160/21	070/18	150/19	040/17	330/18	310/20	310/17
2008	320/19	060/20	330/30	240/28	150/28	080/22	150/20	040/20	070/20	080/18	150/27	180/26
2009	270/30	260/25	280/32	260/30	320/25	170/20	060/18	060/20	360/18	010/16	210/20	240/25
2010	120/32	207/28	280/30	150/22	150/40	150/20	080/13	360/14	180/22	270/25	270/30	250/20

جدول 3: بيانات اقصي سرعة رياح لكل سنة في محطة مطار طرابلس

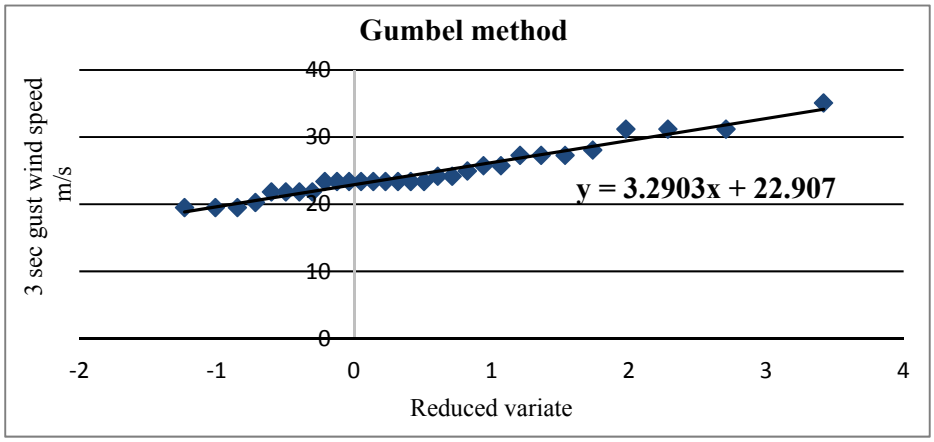
Maximum 3sec gust wind speeds	Wind speed (m/s)	Max wind speed (knots)	year
27.2	18	35	1981
19.4	12.8	25	1982
21.8	14.4	28	1983
27.2	18	35	1984
19.4	12.8	25	1985
23.3	15.4	30	1986
21.8	14.4	28	1987
23.3	15.4	30	1988
19.4	12.8	25	1989
23.3	15.4	30	1990
23.3	15.4	30	1991
24.1	15.9	31	1992
27.2	18	35	1993
24.1	15.9	31	1994
23.3	15.4	30	1995
20.2	13.3	26	1996
23.3	15.4	30	1997
23.3	15.4	30	1998
21.8	14.4	28	1999
23.3	15.4	30	2000
31.1	20.5	40	2001
25.7	16.9	33	2002
31.1	20.5	40	2003
25.7	16.9	33	2004
35	23.1	45	2005
28	18.5	36	2006
21.8	14.4	28	2007
23.3	15.4	30	2008
24.9	16.4	32	2009
31.1	20.5	40	2010

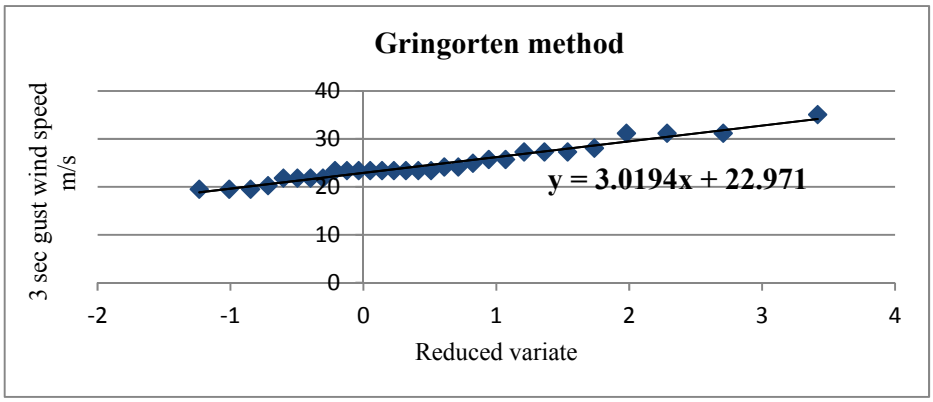
جدول 4: حساب قيم p و r لمحطة مطار طرابلس

Gringorten Method		Gumbel Method		Rank	Orderd Maximum 3sec gust wind speeds
r	P	r	P		
-1.383	0.019	-1.234	0.032	1	19.5
-1.085	0.052	-1.008	0.065	2	19.5
-0.902	0.085	-0.848	0.097	3	19.5
-0.759	0.118	-0.717	0.129	4	20.3
-0.635	0.151	-0.601	0.161	5	21.8
-0.524	0.185	-0.496	0.194	6	21.8
-0.421	0.218	-0.397	0.226	7	21.8
-0.324	0.251	-0.303	0.258	8	21.8
-0.23	0.284	-0.212	0.29	9	23.4
-0.138	0.317	-0.123	0.323	10	23.4
-0.047	0.351	-0.035	0.355	11	23.4
0.043	0.384	0.052	0.387	12	23.4
0.134	0.417	0.14	0.419	13	23.4
0.226	0.45	0.23	0.452	14	23.4
0.319	0.483	0.32	0.484	15	23.4
0.415	0.517	0.413	0.516	16	23.4
0.514	0.55	0.51	0.548	17	23.4
0.617	0.583	0.61	0.581	18	24.2
0.725	0.616	0.714	0.613	19	24.2
0.84	0.649	0.825	0.645	20	25
0.963	0.683	0.943	0.677	21	25.7
1.096	0.716	1.07	0.71	22	25.7
1.241	0.749	1.209	0.742	23	27.3
1.404	0.782	1.363	0.774	24	27.3
1.589	0.815	1.537	0.806	25	27.3
1.807	0.849	1.738	0.839	26	28.1
2.073	0.882	1.979	0.871	27	31.2
2.421	0.915	2.285	0.903	28	31.2
2.934	0.948	2.708	0.935	29	31.2
3.976	0.981	3.418	0.968	30	35.1



Relationship between year max wind speed for Tripoli Airport





Relationship between reduced variate and 3-sec gust wind speed for Tripoli Airport

شكل1: العلاقات البيانية لمعاملات الرياح الأساسية وفق التحليل Gumbel وGringorten

مناقشة النتائج

جدول 5 يوضح معادلة الخط المستقيم وقيمة سرعة الرياح الأساسية لخمس عشرة محطة باستخدام طريقتي Gumbel و Gringorten اعتماداً علي (50-year return period) من الواضح ان طريقة Gumbel لحساب سرعة الرياح الأساسية تعطي قيماً أكبر قليلا من طريقة Gringorten . أقصي وأقل أختلاف بين الطريقتين هو 2.03%و 4.47% علي التوالي.جدول 6 يوضح قيمة سرعة الرياح الأساسية اعتماداً علي (50-year return period) باستخدام طريقتي Gumbel و Gringorten. قيمة سرعة الرياح الأساسية تتروح من 34.4م/ث إلي 53.8م/ث اعتماداً علي طريقة Gumbel و تتروح من 33.4م/ث إلي 51.5م/ث اعتماداً علي طريقة Gringorten.جدول 7 سرعة الرياح الأساسية لمختلف مدن في افريقيا للمقارنة . قيمة سرعة الرياح الأساسية في شمال غرب مصر و تشاد و النيجر و السودان هي 49,51,54,48 علي التوالي . هذه القيم تتفق مع قيم سرعة الرياح الأساسية لمختلف مدن ليبيا.

جدول 5: معادلة الخط المستقيم ل 15 محطة في ليبيا وقيم سرعة الرياح الأساسية باستخدام طريقة Gumbel و Gringorten اعتماداً علي 50-year return period.

المدينة	Gumbel Method	Gringorten method	Gumbel Method	Gringorten method	الاختلاف %
إجدابيا	y = 2.8339x+23.307	y = 2.5622x+23.385	34.4	33.4	2.99
بنغازي (بنينا)	y = 5.9148x + 29.272	y = 5.3899x + 29.41	52.4	50.5	3.76
درنة	y = 3.2575x + 33.167	y = 3.0013x + 33.224	45.9	44.9	2.23
الكفرة	y = 4.5656x + 23.471	y = 4.2376x + 23.533	41.3	40.1	2.99
غدامس	y = 3.6183x + 28.856	y = 3.296x + 28.939	43	41.8	2.87
هون	y = 3.9408x + 30.773	y = 3.6524x + 30.83	46.2	45.1	2.44
جغبوب	y = 2.6539x + 24.86	y = 2.4457x + 24.906	35.2	34.5	2.03
مصراته	y = 4.8864x + 26.21	y = 4.5423x + 26.274	45.3	44	2.95
نالوت	y = 5.4662x + 27.069	y = 5.0154x + 27.177	48.5	46.8	3.63
سبها	y = 4.8678x + 26.766	y = 4.537x + 26.822	45.8	44.6	2.69
شحات	y = 4.9623x + 29.705	y = 4.5022x + 29.832	49.2	47.4	3.8
سرت	y = 3.4457x + 24.539	y = 3.1472x + 24.615	38	36.9	2.98
ميناء طرابلس	y = 5.6838x + 31.557	y = 5.0555x + 31.699	53.8	51.5	4.47
مطار طرابلس	y = 3.2903x + 22.907	y = 3.0194x + 22.971	35.8	34.8	2.87
زوارة	y = 2.9927x + 24.99	y = 2.7345x + 25.056	36.8	35.8	2.79

جدول 6: قيم سرعة الرياح الأساسية للمدن الرئيسية في ليبيا باستخدام طريقتيGumbel و Gringorten

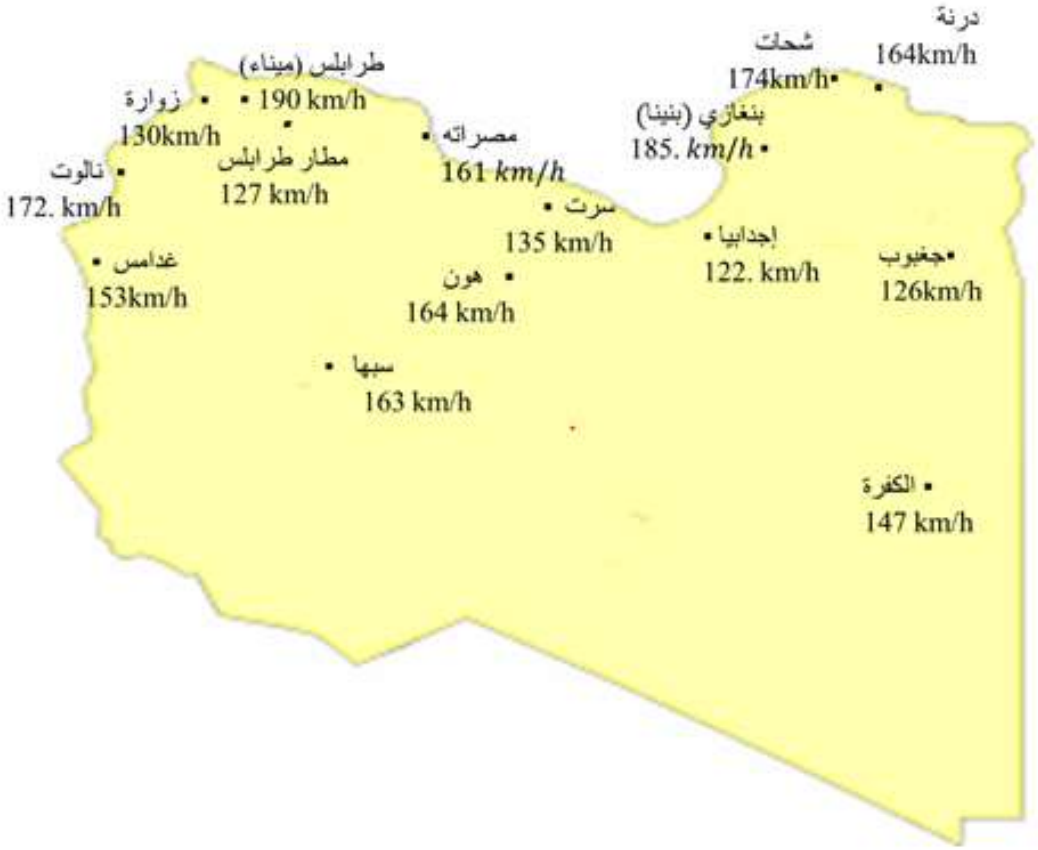
محطة	اعتماداً علي 50-year return period (3 sec gust wind speed)					
	Gumbel method			Gringorten method		
	m/s	mph	km/h	m/s	mph	km/h
إجدابيا	34.4	76.9	123.8	33.4	74.7	120.3
بنغازي (بنينا)	52.4	117.2	188.7	50.5	112.9	181.8
درنة	45.9	102.7	165.3	44.9	100.6	161.9
الكفرة	41.3	92.4	148.8	40.1	89.7	144.4
غدامس	43	96.2	154.8	41.8	93.6	150.6
هون	46.2	103.3	166.3	45.1	100.9	162.4
جغبوب	35.2	78.8	126.9	34.5	77.1	124.1
مصراته	45.3	101.4	163.2	44	98.5	158.6
نالوت	48.5	108.4	174.4	46.8	104.7	168.6
سبها	45.8	102.5	164.9	44.6	99.7	160.5
شحات	49.2	109.8	176.8	47.4	106.1	170.8
سرت	38	85	136.9	36.9	82.6	132.9
ميناء طرابلس	53.8	120.3	193.6	51.5	115.2	185.3
مطار طرابلس	35.8	80	128.8	34.8	77.8	125.2
زوارة	36.8	82.1	132.1	35.8	79.9	128.7

جدول 7: سرعة الرياح الأساسية لبعض المدن في افريقيا و جنوب أوروبا [13] .

القارة	المدينة بلاد	سرعة الرياح الأساسية		
		m/s	mph	km/h
إفريقيا	ليبيا(ميناء طرابلس)(الدراسة الحالية)	53	118	190
إفريقيا	ليبيا(بنغازي)(الدراسة الحالية)	52	115	185
إفريقيا	ليبيا(سبها)(الدراسة الحالية)	45	101	163
إفريقيا	انجلو	30	68	109
إفريقيا	تشاد	51	114	183
إفريقيا	مالي (باماكو)	61	137	220
إفريقيا	مالي (جاو)	69	155	249
إفريقيا	مورونتيا	43	100	154
إفريقيا	موزميق	38	85	137
إفريقيا	نيجر	54	120	193
إفريقيا	(داكار) سينغال	43	95	153
إفريقيا	سودان (الخرطوم)	48	107	172
إفريقيا	شمال شرق مصر	49	110	177
اوروبا	(سينجولي) إيطاليا	39	88	141
اوروبا	(سان ديميتريو) إيطاليا	39	87	140

إعداد خريطة سرعة الرياح الأساسية في ليبيا

سرعة الرياح الأساسية هي أقصي سرعة رياح متوقعة علي ارتفاع مرجعي فوق سطح الأرض عند منطقة معينة خلال فترة عودة مختارة[10]. هذه السرعة تم إحتسابها من تحليل قيم قصوي لبيانات الرياح المتحصل عليها من محطات الأرصاد الجوية في منطقة جغرافية معينة في اكثر من وقت. يبين شكل رقم (2) الخريطة المقترحة للسرعات التصميمية الموصي بها للمدن الرئيسية في ليبيا بوحدة (Km/h) . ويلخص الجدول رقم (8) المقترح المقدم في هذه الورقة سرعة الرياح الأساسية اعتماداً علي 50-year return period بناءً علي متوسط طريقتي Gumbel وGringorten بوحدة (m/s) حيث إن معظم البرامج المستخدم في التصميم تعتمد علي وحدة m/s .



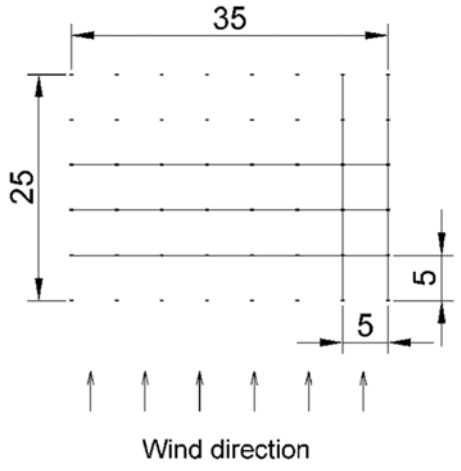
شكل 2: يوضح خريطة سرعة الرياح الأساسية الموصي بها للمدن الرئيسية في ليبيا اعتماداً علي متوسط طريقتي Gumbel وGringorten (50-year return period)

جدول 8: سرعة الرياح الأساسية للمدن الرئيسية في ليبيا

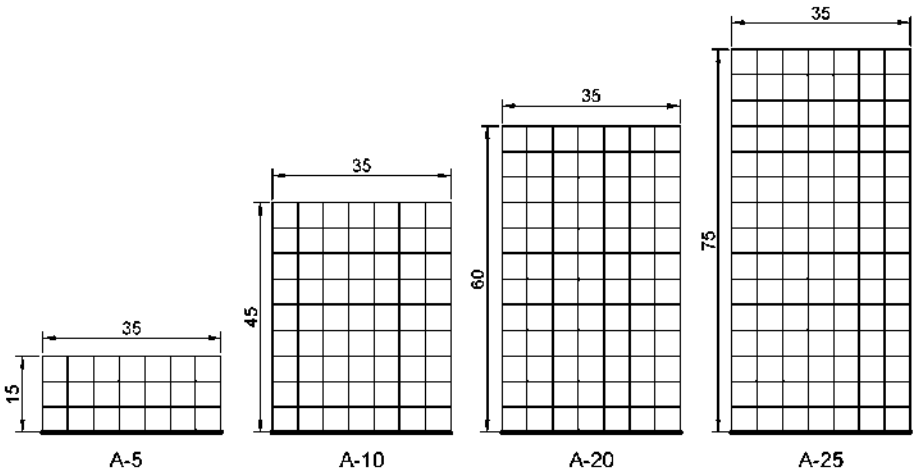
محطة / المدينة	سرعة الرياح الأساسية اعتماداً علي 50-years (3-sec gust wind speed) return period متوسط طريقتي Gumbel و Gringorte m/s
إجدابيا	34
بنغازي (بنينا)	52
درنة	46
الكفرة	41
غدامس	42
هون	46
جغبوب	35
مصراته	45
نالوت	48
سبها	45
شحات	48
سرت	37
ميناء طرابلس	53
مطار طرابلس	35
زوارة	36

تطبيق سرعة الرياح الأساسية علي المنشآت الخرسانية

تم دراسة أربعة مبانٍ خرسانية باستخدام سرعة الرياح الأساسية في ليبيا المتحصل عليها في هذه الدراسة لحساب أحمال الرياح الجانبية بمختلف (الكودات) (الكود) الامريكي و(الكود) الهندي و(الكود) الأوروبي، هذه المباني لها نفس الأبعاد في المسقط الأفقي وتختلف في الارتفاع و اتجاه الرياح عمودي علي البعد الأطول 35م كما هو موضح في صورة رقم 3و4.



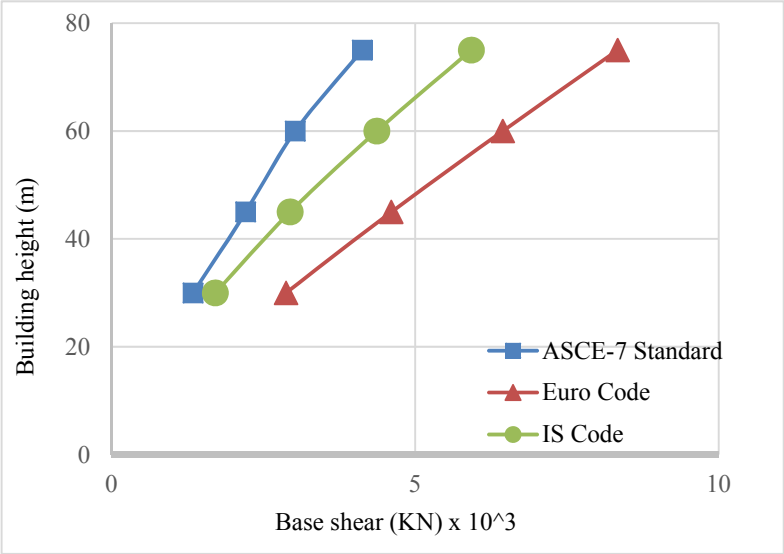
شكل 3: يوضح المسقط الأفقي لمبني خرساني واتجاه الرياح



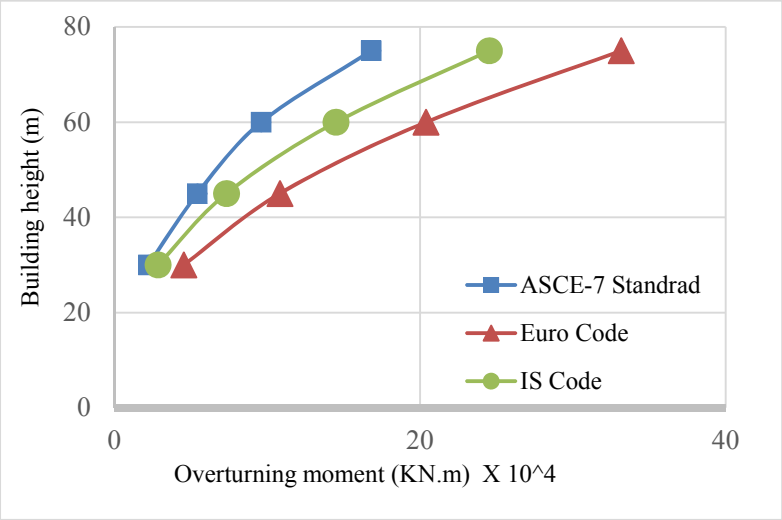
شكل 4: يوضح قطاعاً في عدد من المباني الخرسانية المختلفة الأرتفاع

تأثير الارتفاع علي قوة القص القاعدي وعزم الإنقلاب

القص القاعدي هو أقصي قوة جانبية متوقعة علي قاعدة المنشأ نتيجة الرياح.في تحليل الاستاتيكي اتجاه الرياح يجب أن يؤخذ عمودياً علي البعد الأطول للمسقط الأفقي للمنشأ بحيث يخلق قوة أكبر لكل دور. عزم الأنقلاب هو عزم الدوران نتيجة قوة مطبقة حول نقطة اتصال مع سطح الأرض أو قاعدة . حمل الرياح الجانبي يخلق عزم انقلاب في قاعدة المبني والتي تم حسابها بمختلف (الكودات).



شكل 5: يوضح تغير قوة القص القاعدي مع ارتفاع المبني حسب مختلف (الكودات)



شكل 6: يوضح تغير عزم الإنقلاب مع ارتفاع مبني حسب مختلف (الكودات)

وفقاً للرسمين 5 و6 أعلاه قوة القص القاعدي وعزم الإنقلاب تزداد بزيادة الارتفاع . (الكود) الأوروبي يحقق أقصي عزماً وقوة قص و معيار الأحمال الأمريكي يعطي أقل قيم للقص و العزم بينما (الكود) الهندي يعطي قيماً متوسطة اقرب (للكود) الأمريكي . هذا يؤدي إلي أن العلاقة بين قوة القص القاعدي او عزم الإنقلاب مع الارتفاع هي علاقة طردية .

الخلاصة

1. قيم سرعة الرياح الأساسية لمختلف مدن ليبيا تم تحديديها اعتماداً علي متوسط طريقتي Gumbel و Gringorten كما هو موضح في جدول رقم 8.هذه القيم يمكن استخدامها لحساب حمل الرياح الجانبي لمختلف المنشأت في ليبيا.
2. طريقتي Gumbel وGringorten تعطي نتائج متقاربة لقيمة سرعة الرياح الأساسية.
3. خريطة سرعة الرياح الأساسية الموصي بها هي وثيقة أساسية لتحديد أحمال الرياح الجانبية عند تصميم مختلف المنشأت في مختلف مدن ليبيا.
4. قيمة سرعة الرياح الأساسية تتروح بين 34.4م/ث و 53.8 م/ث (اعتماداً علي طريقة Gumbel) و تتروح بين 33.4م/ث و 51.5 م/ث (اعتماداً علي طريقة Gringorten) .

شكر و تقدير

كل الشكر والتقدير لمصلحة الأرصاد الجوية الليبية لتوفيرها البيانات الضرورية عن سرعة الرياح التي تم أستخدامها في هذه الدراسة .

المراجع

1. ASCE 7-16 standard "Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures".
2. E. C.C Choi, A. Tanurdjaja " Extreme wind studies in Singapor"2002.
3. M. Kasperski "A new wind zone map of German "2002.
4. A.D.Sahin "Hourly wind velocity exceedence maps of Turkey"2003.
5. S. Almaawali, T. A.Majid and A. Yahya "Determination of basic wind speed for buildings structures in Oman" ICCBT 2008.
6. N. Lakshmanan, S.Gomathinayagam, Harikrishna P. Abraham"Basic wind speed map of India with long-term hourly wind data". Currant Science, 2009.
7. M. B. Abohedma and M. M. Alshebani "Wind load characteristics in Libya", World Academy of science, engineering and technology 2010.

8. T. M. Soe, T. T. Soe and T. T. Aye "Prediction of basic wind speed in Mandalay Region" IRE 2019.
9. Gibbs, T , " Determination of wind loads for use in analysis " , 2000 , online from www.oas.org.
10. J. Holmes, Y. Tamura and P. Krishna "comparison of wind loads calculated by fifteen different codes and standards, for low ,medium and high-rise buildings" San Juan , Puerto Rico 2009.
11. E.O. Ong'ayo, S.K.Mwea, S.O. Abuodha "determination of basic mean hourly wind speeds for structural design in Nairobi country" IJESET 2014.
12. W. L. S. Maduranga and C. S. Lewangamage "Development of wind loading maps for sri Lanka for use with differentwind loading codes" TIE 2018.
13. "Annex 4: Basic wind speed in various countries" annexes to manual: how to build safe roofs with corrugated galvanized iron (CGI) sheeting 2019.
14. S.A.Aldobbagh ,E.T.Erragel and A.S.Ngab A graduation project in Civil Engineering "Developing a Basic Wind Speed Map for Libya with Applications to Buildings Using Different Codes " 2019 , University of Tripoli , Libya.

الطويل للتكامل المتناهي في حل مسائل القيم الآيغنية

د. مصطفى محمد الطويل
أستاذ شرف الهندسة المدنية
كلية الهندسة – جامعة طرابلس

ملخص

يهدف موضوع هذه الورقة إلى تطبيق طريقة الطويل للتكامل النهائي في حل مسائل القيم الآيغنية والتي تمثل قطاعا مهماً في مجال الميكانيكا الهندسية. تعطي الورقة أولا ملخصا لخلفية طريقة الطويل المتناهي كطريقة مستحدثة للتحليل العددي، يليه بعد ذلك صياغة معادلة تفاضلية من الدرجة الثانية طبقا لهذه الطريقة وحلها بتقسيم نطاق المتغير المستقل إلى 2 و4 و6 و8 أقسام متساوية الطول. تستنتج القيم الآيغنية في كل حالة أولا بتطبيق طريقة الاختلاف المتناهي واسعة الإنتشار كطريقة للتحليل العددي ثم بتطبيق الطويل للتكامل المتناهي موضوع هذه الورقة. تقارن نتائج الطريقتين بالقيم الدقيقة الناتجة عن الرياضيات التحليلية، والتي ستوضح مدى دقة نتائج الطويل للتكامل المتناهي وتفوقها على دقة طريقة الاختلاف المتناهي في حل هذا النوع من المسائل.

كلمات دالة: التحليل العددي، التكامل المتناهي، الاختلاف المتناهي، القيم الآيغنية.

مقدمة

تتنوع طرق التحليل العددي المطبقة في حل مسائل المعادلات التفاضلية العادية والتي من أشهرها طريقة الاختلاف المتناهي. وفي هذه الورقة يتم تطبيق طريقة الطويل للتكامل المتناهي المستحدثة من قبل المؤلف، والمعرفة فيما يأتي، لحل معادلة تفاضلية عادية من الدرجة الثانية وبحدود طرفية معطاة وإيجاد القيم الآيغنية لها.

تقارن نتائج القيم الآيغنية المتحصل عليها من هذا الحل مع نتائج تطبيق طريقة الاختلاف المتناهي المتماثل من جهة ونتائج التحليل الرياضي الدقيقة من جهة أخرى. وأوضحت المقارنة هذه مدى دقة نتائج استعمال طريقة الطويل للتكامل المتناهي وتميزها عن تلك الناتجة من تطبيق طريقة الاختلاف المتناهي.

الطويل للتكامل المتناهي

تتمثل طريقة الطويل للتكامل المتناهي في صياغة مختلفة عن تلك المتبعة في طريقة التكامل المتناهي الأصلية، حيث أن تقريب أعلى تفاضل في المعادلة التفاضلية العادية بدالة من الدرجة الثانية لكل قسمين متساويي الطول يتم فقط في هذه الحالة، أما تفاضلات الدرجات الأقل فتتم تباعاعن طريقة التكامل المتتالي لهذه الدالة [1]، [2]. أما في الطريقة الأصلية فالتقريب لكل التفاضلات الأقل يكون بافتراض دالة من الدرجة الثانية في كل حالة [3]. تحول المعادلة التفاضلية العادية إلى معادلة تكاملية وتحلل بعد ذلك عدديا.

تم في مراحل سابقة تطبيق هذه الطريقة في حل مسائل العوارض متغيرة القصور الذاتي [4] والعادية [5]، ومسائل انبعاج الأعمدة مشطوفة الجوانب وبحدود طرفية مختلفة [6]، [7]، [8]، ومسائل العوارض الموضوعة فوق أساسات مرنة وتحت أحمال متنوعة [9]، [10]، [11]، [12]. وأثبتت جميع النتائج تفوق دقتها عن النتائج المتحصل عليها من تطبيق طرق تحليل عددي أخرى.

التطبيق لحل القيم الآيغنية

المعادلة التفاضلية العادية المتحكمة والمطلوب إيجاد القيم الآيغنية لها في هذه الورقة هي:

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \lambda^2 y = 0 \qquad (1)$$

وبحدود طرفية ($y = 0$) عند ($x = 0$) وعند ($x = L$)، حيث إن (L) هو طول نطاق المتغير المستقل (x)، وبتقسيمه إلى 2، 4، 6 و8 أقسام متساوية الطول.

طريقة التكامل المتناهي

بفرض أن (d^2y/dx^2) مقربة بالدالة $f(x)$ من الدرجة الثانية تغطي كل قسمين من الأقسام الزوجية متساوية بطول (h) لكل قسم:

$$\left\{\frac{d^2y}{dx^2}\right\} = \{f\} \qquad (2)$$

تكون التكاملات العددية للتفاضلات الأدنى كما يلي:

$$\left\{\frac{dy}{dx}\right\} = \left\{\int f dx\right\} = \frac{h}{12}[N1]\{f\} + A_1\{1\} \qquad (3)$$

$$\{y\} = \left\{\int\int f dx dx\right\} = \frac{h^2}{24}[N2]\{f\} + A_1\{x\} + A_2\{1\} \qquad (4)$$

من الحدود الطرفية: $A_2 = 0$ و $A_1 = -(h^2/24L)[N2L]\{f\}$، ويصبح المتجه $\{y\}$:

$$\{y\} = \frac{h^2}{24}([N2] - [x/L][N2L])\{f\} \quad (5)$$

حيث $[x/L]$ مصفوفة قطرية، وعناصر المصفوفات $[N1]$ و$[N2]$ و$[N2L]$ يتم استخراجها من المصفوفات المدرجة بالمرجع [13] لأي عدد من التقسيمات الزوجية ولحد 12 تقسيماً مستوي الطول.

من المعادلة (1) تصبح المعادلات التكاملية: (6)

$$\left([I] + \frac{\lambda^2 h^2}{24}[M]\right)\{f\} = \{0\}$$

حيث $[I]$ مصفوفة الوحدة القطرية، و:

$$[M] = [N2] - [x/L][N2L] \quad (7)$$

بافتراض قيم أولية للعنصر $(\lambda^2h^2/24)$ وتغييرها تدريجيا من الصفر فأعلى حتى تكون قيمة المحددة التالية صفرا يؤدي إلى القيمة الآيغنية الأولى:

$$\left|[I] + \frac{\lambda^2 h^2}{24}[M]\right| = 0 \quad (8)$$

بافتراض قيم جديدة للعنصر $(\lambda^2h^2/24)$ أعلى من القيمة الآيغنية الأولى وتغييرها تدريجيا حتى تكون قيمة المحددة، المعادلة (8)، صفرا مرة أخرى يؤدي إلى القيمة الآيغنية الثانية، وهكذا لكل القيم المطلوبة.

طريقة الاختلاف المتناهي

يتم هنا تطبيق التعبير للاختلاف المتماثل المتمثل في الآتي:

$$\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)_i = \frac{1}{h^2}(y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1}) \quad (9)$$

وتأخذ المعادلة (1) شكل الآتي:

$$\frac{1}{h^2}(y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1}) + \lambda^2 y_i = 0 \quad (10)$$

أو:

$$y_{i-1} + (\lambda^2 h^2 - 2)y_i + y_{i+1} = 0 \quad (11)$$

ترتب المعادلة (11) في مصفوفة للتقسيمات 4 و6 و8 في هذه الدراسة، وتساوى محددتها بالصفر في كل حالة وتستنتج القيم الآيغنية طبقا لذلك. أما التقسيم إلى 2 فالحل يأتي مباشرة من المعادلة (11) بتطبيق الحدود الطرفية للمسألة:

$$\lambda^2 h^2 - 2 = 0$$

وحيث أن ($h = L/2$) هنا، تكون القيمة الآيغنية الأولى $(\lambda^2L^2 = 8)$.

الحل الرياضي الدقيق

الحل الرياضي الدقيق للمعادلة (1) هو $sin\lambda L=0$، أي أن:
$(\lambda L = n\pi)$، وتكوى القيم الآيغنية $(\lambda^2L^2 = n^2\pi^2)$ حيث (n) هو الرقم التسلسلي للقيمة الآيغنية المطلوبة.

نتائج المقارنة

يعطي الجدول 1 مقارنة بين نتائج تحليل القيم الآيغنية بطريقة الاختلاف المتناهي وطريقة الطويل للتكامل المتناهي عند تقسيم الطول (L) إلى قسمين متساويين ($h = L/2$).

جدول 1: المقارنة بتقسيم الطول (L) إلى 2، ($h = L/2$)

التحليل	الرياضي الدقيق	الاختلاف المتناهي	نسبة الخطأ %	التكامل المتناهي	نسبة الخطأ %
القيمة الآيغنية	$\lambda^2 L^2$				
الأولى	9.8696	8	18.94 -	9.6	2.73 -

ويعطي الجدول 2 مقارنة بين نتائج تحليل القيم الآيغنية بطريقة الاختلاف المتناهي وطريقة الطويل للتكامل المتناهي عند تقسيم الطول (L) إلى أربعة أقسام متساوية ($h = L/4$).

جدول 2: المقارنة بتقسيم الطول (L) إلى 4، ($h = L/4$)

التحليل	الرياضي الدقيق	الاختلاف المتناهي	نسبة الخطأ %	التكامل المتناهي	نسبة الخطأ %
القيمة الآيغنية	$\lambda^2 L^2$				
الأولى	9.8696	9.3726	5.04 -	9.9245	0.56
الثانية	39.4784	32	18.94 -	38.4	2.73 -
الثالثة	88.8264	54.6274	38.46 -	116.0754	30.68

ويعطي الجدول 3 مقارنة بين نتائج تحليل القيم الآيغنية بطريقة الاختلاف المتناهي وطريقة الطويل للتكامل المتناهي عند تقسيم الطول (L) إلى ستة أقسام متساوية ($h = L/6$).

جدول 3: المقارنة بتقسيم الطول (L) إلى 6، ($h = L/6$)

التحليل	الرياضي الدقيق	الاختلاف المتناهي	نسبة الخطأ %	التكامل المتناهي	نسبة الخطأ %
القيمة الآيغنية	$\lambda^2 L^2$				
الأولى	9.8696	9.6462	2.26 -	9.8813	0.12
الثانية	39.4784	36	8.81 -	40.1043	1.59
الثالثة	88.8264	72	18.94 -	86.4	2.73 -
الرابعة	157.9137	108	31.61 -	193.8960	22.79
الخامسة	246.7401	134.3538	45.55 -	337.2616	36.69

كما يعطي الجدول 4 مقارنة بين نتائج تحليل القيم الآيغنية بطريقة الاختلاف المتناهي وطريقة الطويل للتكامل المتناهي عند تقسيم الطول (L) إلى ثمانية أقسام متساوية ($h = L/8$).

الاستنتاجات والتوصيات

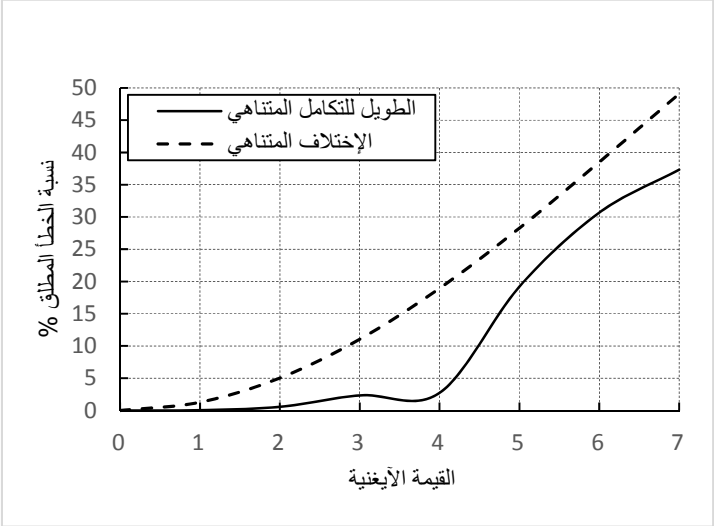
تعكس نتائج التحليل المدرجة بالجداول الأربعة التحسن الكبير في دقتها بزيادة عدد التقسيمات الزوجية، كما هو متوقع، كما تعكس الفرق الكبير في هذه الدقة بين نتائج طريقتي الطويل للتكامل المتناهي والاختلاف المتناهي في عدد النصف الأول من القيم الآيغنية في كل حالة من حالات التقسيم.

يوضح شكل 1، والمستنتج من الجدول 4 الخاص بنتائج القيم الآيغنية لتقسيم النطاق إلى ثمانية أقسام متساوية الطول، إنتشار نسب الخطأ المطلق لهذه القيم بين الطريقتين. كما أن نسب الخطأ المطلق لنتائج طريقة الطويل للتكامل المتناهي هي أقل من 2.8 % لمنتصف عدد القيم الآيغنية فما قبلها الأمر الذي يميزها عن نتائج طريقة الاختلاف المتناهي وفي كل الحالات.

يوصى، عند تطبيق طريقة الطويل للتكامل المتناهي، بتقسيم النطاق (L) إلى $(2n)$ قسم متساوي الطول للحصول على نتائج مقبولة لعدد (n) من القيم الآيغنية الأولى. كما يوصى بدراسة تطبيق طريقة الطويل للتكامل المتناهي مستقبلا في تحليل المسائل التي تحكمها معادلات تفاضلية عادية من الدرجة السادسة.

جدول 4: المقارنة بتقسيم الطول (L) إلى 8، $(h = L/8)$

التحليل	الرياضي الدقيق	الاختلاف المتناهي	نسبة الخطأ %	التكامل المتناهي	نسبة الخطأ %
القيمة الآيغنية	$\lambda^2 L^2$				
الأولى	9.8696	9.7434	1.28 -	9.8734	0.04
الثانية	39.4784	37.4903	5.04 -	39.6983	0.56
الثالثة	88.8264	79.0165	11.04 -	90.9128	2.35
الرابعة	157.9137	128	18.94 -	153.6	2.73 -
الخامسة	246.7401	176.9835	28.27 -	294.1117	19.20
السادسة	355.3058	218.5097	38.50 -	464.3018	30.68
السابعة	483.6106	246.2566	49.08 -	664.1985	37.34



شكل 1: إنتشار الخطأ المطلق بين نتائج الطريقتين

المراجع

1. M. M. Tawil, 1979. Finite integral method, (a modified approach), Bulletin of the faculty of engineering, Vol. 3, No 3: 87-93, El-Fateh university, Libya.
2. M. M. Tawil, 1989. Formulation of the modified finite integral method, Journal of engineering research, Vol. 1, No 1: 3-28, El-Fateh university, Libya.
3. P. T. Brown, N. S. Trahair, 1968. Finite integral solution of differential equations, Engineering transactions, Vol. CE10, No 2: 193-196, Institute of engineers, Australia.
4. مصطفى محمد الطويل، 1989. طريقة التكامل المتناهى المعدلة وتطبيقاتها في تحليل العوارض متغيرة القصور الذاتي، المؤتمر العربي الثالث للهندسة الإنشائية، مجلد الأبحاث 206-219، جامعة الإمارات العربية المتحدة – العين، الإمارات العربية المتحدة.
5. مصطفى محمد الطويل، 1990. طريقة التكامل المتناهى واستخداماتها في التطبيقات الهندسية، ندوة حول التطبيقات الهندسية للتحليل العددي، جمعية المهندسين العلمية، ليبيا.
6. مصطفى محمد الطويل، 2010. أحمال الانبعاج للأعمدة مشطوفة الجوانب حرة الطرف ومثبتة الطرف الآخر، المؤتمر الوطني الخامس لمواد البناء والهندسة الإنشائية، مجلد الأبحاث 250-257، أكاديمية الدراسات العليا، ليبيا.
7. مصطفى محمد الطويل، 2013. أحمال الانبعاج للأعمدة مشطوفة الجوانب مفصلية الطرف ومثبتة الطرف الآخر، المؤتمر العربي الثاني عشر للهندسة الإنشائية، مجلد الأبحاث 13-19 ،جامعة طرابلس، ليبيا.

8. مصطفى محمد الطويل، 2016. أحمال الانبعاج للأعمدة مشطوفة الجوانب مثبتة الطرفين، المؤتمر الوطني السادس لمواد البناء والهندسة الإنشائية، مجلد الأبحاث 233-241، جامعة الجبل الغربي، ليبيا.
9. مصطفى محمد الطويل، 2018. إزاحات عارضة متغيرة العمق خطيا فوق أساس مرن تحت قوة مركزة طرفيا، المؤتمر العربي الرابع عشر للهندسة الإنشائية، الورقة 18 محور الإنشاءات، جامعة العلوم والتكنولوجيا الأردنية، الأردن.
10. مصطفى محمد الطويل، 2018. إزاحات عارضة متغيرة العمق خطيا فوق أساس مرن تحت عزم انحناء مركز طرفيا، المؤتمر الوطـني السابع لمواد البناء والهندسة الإنشائية، 81-89، جامعة عمر المختار، ليبيا.
11. مصطفى محمد الطويل، 2019. إزاحات عارضة حرة الطرفين متغيرة العمق خطيا فوق أساس مرن تحت قوة موزعة بانتظام ، المؤتمر الدولي للعلوم التقنية، الهيئة الوطنية للتعليم التقني والفني، ليبيا.
12. مصطفى محمد الطويل، 2021. الطويل للتكامل المتناهي في التحليل الإنشائي، المؤتمر الوطـني الثامن لمواد البناء والهندسة الإنشائية، 149-161، جامعة بني وليد، ليبيا.
13. مصطفى محمد الطويل، 2019. كتاب التحليل الإنشائي (3) – طرق المصفوفات، الطبعة الأولى، ليبيا.

إعداد منحنى طيف الاستجابة لمدينة طرابلس وتطبيقات على عدد من المباني الخرسانية المسلحة متعددة الطوابق

م.غفران التاجوري[1]،أ.د. علي سالم نقاب[2]
1 مهندسة خريجة في الهندسة المدنية/جامعة طرابلس
2 أستاذ الهندسة المدنية/جامعة طرابلس

ملخص

تعتبر طريقة التحليل الإنشائي الديناميكي بواسطة طيف الاستجابة، إحدى أهم الطرق المستخدمة في التحليل الزلزالي للمباني المعرضة للزلازل، لاستخدام هذه الطريقة في التحليل والتصميم لمقاومة الزلازل، يتم رسم منحنيات تعرف بمنحنيات طيف الاستجابة. توصي معظم (الكودات) بما في ذلك المعيار الأمريكي(ASCE-7-16 Standard) (الكود) الأوربي (EuroCode8) و(الكود) الهندي (IS 1893)، بالطريقة القياسية لرسم طيف الاستجابة لمبانٍ مختلفة. هذه الطريقة تعتمد على المخاطر الزلزالية, منطقة البناء وخصائص المبنى الديناميكية المتمثلة في (الكتلة، والجساءة، ومعامل التخميد). في هذه الورقة تم رسم منحنى طيف الاستجابة الخاص بمدينة طرابلس وفقاً لمعايير واقتراحات (ASCE7-16 Standard)، بناءً علي العوامل الزلزالية الموصي بها من قبل (Unified Facilities Criteria, UFC) لنمط الموقع المرجعي (B)، تشمل العوامل الزلزالية (تسارع الطيف المستهدف لفترة قصيرة =0.6، تسارع الطيف المستهدف لفترة تانية واحدة =0.3). وبناءً على هذا يمكن رسم منحنى طيف الاستجابة الأساسي لنمط الموقع المرجعي (B)، كما تم إعداد المنحنيات الخاصة بأنماط التربة المختلفة لطرابلس (A,C and D).

بعد إعداد هذه المنحنيات والتي تمثل الخطوة الأساسية والجوهرية في التصميم الزلزالي, أجريت مجموعة من الدراسات لمبانٍ متعددة الادوار من 5, 10, 15 و20 دور لدراسة السلوك الديناميكي باستخدام برنامج (Staad-pro) واحتساب معاملات القص والانحناء لمبانٍ تحت تأثير الزلزال. جاءت النتائج مطابقة للمتوقع ومشابهة لدراسات سابقة.

بهذا يمكن الآن للمهندسين الإنشائيين استخدام منحنيات طيف الاستجابة في تصميم المباني المضادة للزلازل بشكل آمن واقتصادي، ويمكن إنشاء منحنيات طيف استجابة مماثلة لتغطية مناطق أخرى في البلاد لمختلف المواقع.

كلمات دالة: منحنى طيف الاستجابة، الزلازل، التحليل الديناميكي, القص القاعدي.

مقدمة

تصمم المباني لمواجهة أحمال الجاذبية والرياح والزلازل. وهذه ظواهر طبيعية لا يمكن التحكم أو السيطرة عليها. ولكن يمكن ان يتم السيطرة والتحكم في مكونات المبنى ليقاوم تأثير هذه الأحمال. وتعتمد الكودات العالمية على الطرق التصميمية المختلفة للحصول على معدلات أمنة للمباني، بما يضمن سلامة المجتمع بشكل عام.

في هذه الورقة سيتم التركيز على حمولات الزلازل في ليبيا وإعداد مخطط الطيف الإستجابي لمدينة طرابلس (Response spectra)، بناء على معدلات الزلازل بالمنطقة. للحصول على المعدلات الزلزالية الضرورية يتوجب القيام بدراسة ((Seismic Hazard Analysis(SHA)، والتي من نتائجها يمكن رسم منحنى الطيف الإستجابي لأي منطقة. لا توجد دراسات تحدد الخريطة الزلزالية لليبيا ولكن سيتم الاستناد في هذه الدراسات على مقترحات المعيار الأمريكي (ASCE-7-16 Standard).

بعد إعداد منحنى الاستجابة الطيفي (RSA Curve) لمدينة طرابلس، سيتم تصميم بعض المباني الخرسانية مقابل الأحمال الناتجة عن الزلازل المستقبلية المتوقعة، وذلك باستخدام المعيار الامريكي (ASCE-7-16 Standard), ومن خلال هذا البحث سيتمكن المهندسون الإنشائيون من القيام بالتصميم لمواجهة الزلازل بطرابلس باستخدام البرامج التصميمة المتوفرة.

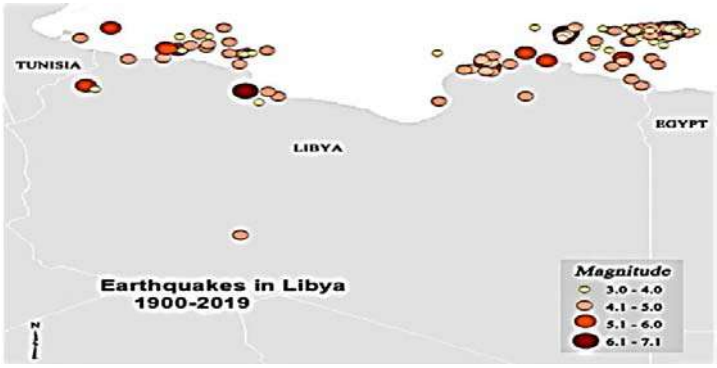
الوضع الزلزالي في ليبيا

تعود الدراسات المتعلقة بالزلازل في ليبيا إلى العصور القديمة جدًا. منذ 262م شهدت البلاد زلازل عدة بالشمال والشرق والجنوب. ففي 204م سببت زلازل كبيرة في تدمير مدن وقرى بمنطقة سبها بالكامل. وفي 1183م شهدت طرابلس زلازل كبيرة، كما حدثت زلازل في فترات لاحقة ما بين 1935م– 1939م.

رصد زلزال بمنطقة الدافنية يبلغ (MI 7.1)، ويعد هذا الزلزال الأعنف في المنطقة بل في أفريقيا ككُل. وتعتبر منطقة الجبل الأخضر ذات نشاط زلزالي ملحوظ، حيث شهدت مدينة المرج في عام 1963 زلزالاً بقوة (MI 5.6) وفي التسعينات من القرن الماضي خلال عامي 1974، 1976 شهدت طرابلس زلازل مسجلة بقيمة (MI 5.0) او أكبر. ويبين الجدول1 الموضح أعلاه الزلازل التاريخية التي ضربت ليبيا، توضح الخريطة رقم 1 توزيع الزلازل في الفترة 1900-2019.

جدول 1: الزلازل التاريخية التي ضربت ليبيا، حتى عام 1900 [1]

Date A. D. Year m: d:	Level of Effects	Location Lat°N Long °E	Magnitude (Descriptive)	Location and Remarks
262	Damage	E.Mediterranean	Large	Cyrene and other cities destroyed in Cyrenaica region
306 to 310	Damage	N.Libya	Large	Sabratha
365	Damage	N.Libya		Sabratha
365 7 21	Damage	E.Mediterranean		Cyrenaica
704		S.W.Libya	Large	Towns and villages in Fezzan and Sebha destroyed
1183	Damage	N.W Libya	Large	Tripoli destroyed,20,000 deaths
1656	Damage	N.W Libya	Large	Tripoli half houses destroyed
1685 5 25	Damage	N.W Libya	Large	Tripoli,>200 buildings collapsed
1803	Felt	N.W Libya	Small	Tripoli
1811	Felt	Libya-Egypt border	Large	Siwa Temple Ammon damged
1853 8 5 1853 10 11	Felt	S.W Libya	Small	Murzuq
1870 6 24	Felt	N. Libya	Small	Benghazi
1881 6 10	Felt	Libya-Tunisia border	Small	Eastern Tunisia, between Gabes and Meret
1883 8	Damage	W Libya	Small	Ghadamis

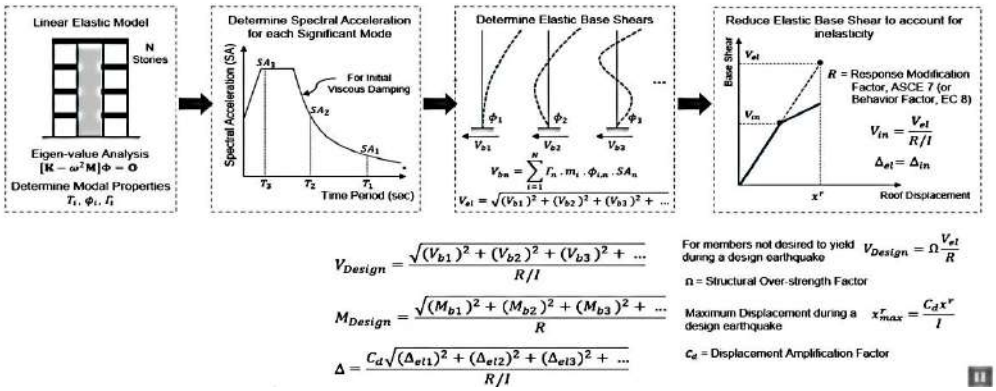


شكل 1: الزلازل في ليبيا [1]

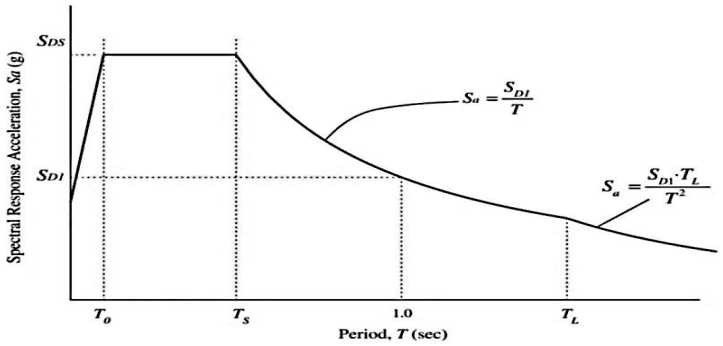
لا توجد دراسات حديثة حتى الأن يمكن الاستناد عليها في اعتماد المستويات المطلوبة للتصميم الزلزالي في ليبيا. ويتوجب وضع خرائط زلزالية تعطي المؤشرات التي يمكن الاعتماد عليها في التصميم الإنشائي للمباني بما يضمن سلامتها. وخلال السنوات الأخيرة بدأ الاهتمام من قبل بعض الباحثين لوضع أرضية يمكن البناء عليها فيما يتعلق بتقدير المدخلات المطلوبة للتصميم الزلزالي. والآن فالأمر يتطلب إعداد (Seismic Hazard Analysis) وإعداد خرائط دقيقة لكامل البلاد تبين طيف الاستجابة (Response Spectra Curve) لكل منطقة بما يتماشى مع متطلبات (الكودات) العالمية مثل ASCE7-16 و IBC -21.

إعداد منحنى الطيف الإستجابي (RESPONSE SPECTRUM CURVE)

لتقدير القوة الزلزالية التي سيتعرض لها المبنى في زلزال مستقبلي، لابد من ايجاد منحى الطيف الإستجابي للمنطقة (Response Spectrum Curve(RSA)) كما موضح بشكل 2. وهذا المنحنى هو نتائج لدراسة تسمى (Seismic Hazard Analysis(SHA)). بعد إعداد مثل هذه الدراسة يرسم منحنى التصميم لمقاومة الزلزال الأقصى (Maximum Considered Earthquake(MCE)). وترسم العلاقة ما بين معامل الاستجابة والزمن الدوري للمبنى كما هو مبين بالشكل 3.



شكل 2: الخطوات الأساسية لتصميم منحنى طيف الاستجابة



شكل 3: منحنى طيف الاستجابة وفق الكود ASCE7-16

بناءً على المعلومات الزلزالية من (Unified facility criteria, UFC)[2] ، سيتم إعداد منحنى طيف الاستجابة لطرابلس- ليبيا لفئة التربة (B) كما موضح بالشكل 4 وذلك باعتبار المعلومات الزلزالية المقترحة والتي تتمثل في:

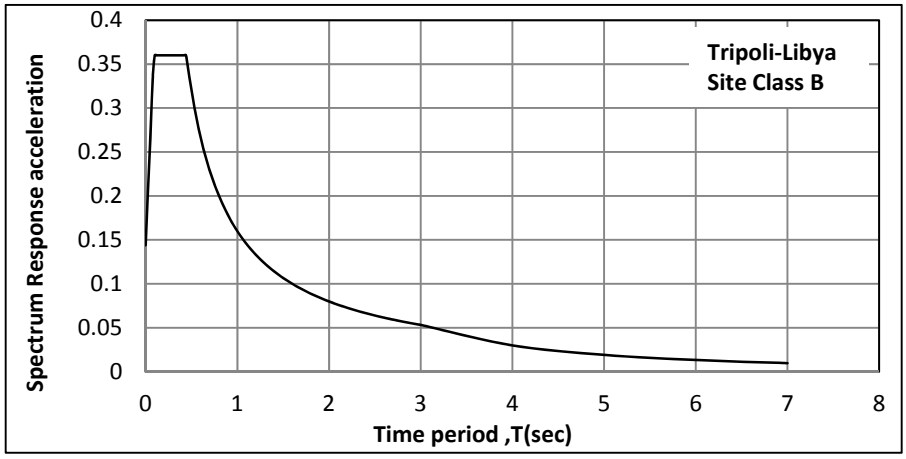
$$\text{PGA}=0.23 S_S = 0.6, S_1 = 0.3, \text{ Site Class (B) and}$$

حيث إن:

S_S :معلمة تسارع طيف الاستجابة MCE المعينة عند T_u (0.25).

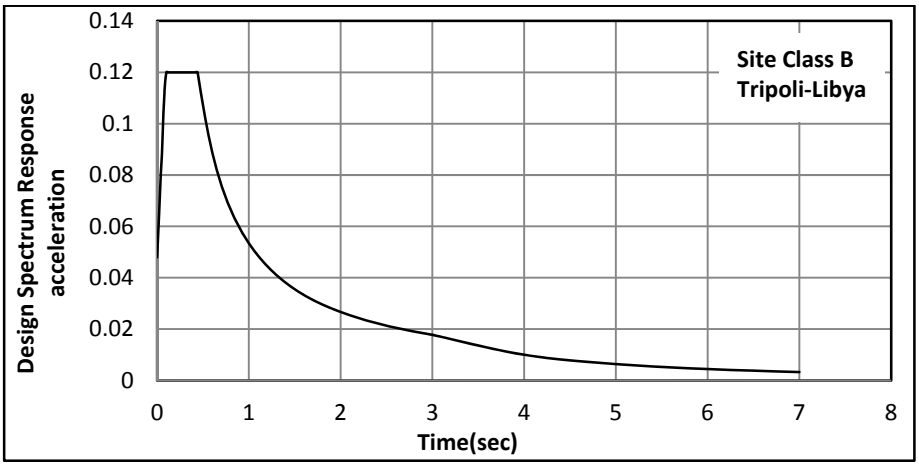
S_1 :معلمة تسارع طيف الاستجابة MCE المعينة عند T (1 ثانية).

من خلال جداول (ASCE-7-16 Standard) يتم تحديد فئات الموقع A,B,C,D,E,F بناءً على خواص التربة لعمق 30 متر.

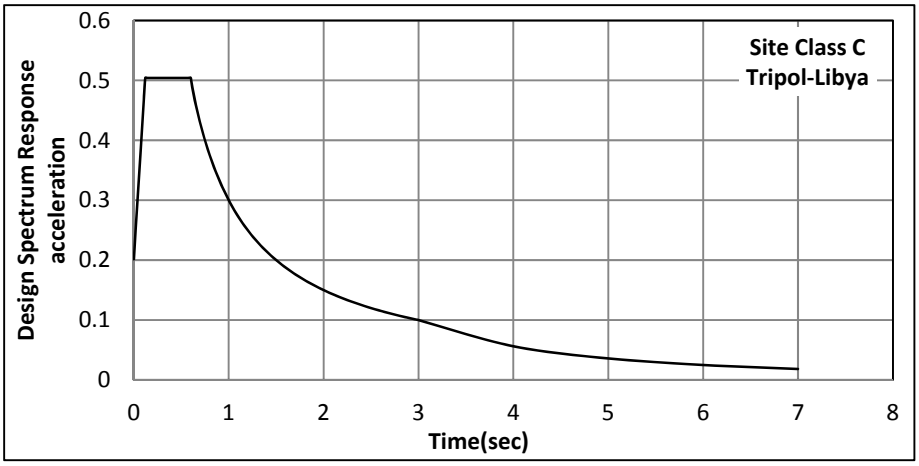


شكل 4: منحنى طيف الإستجابة

تعتمد قوة قص القاعدة على عوامل مترابطة مثل الزمن الأساسي للمبنى، وعامل تعديل الاستجابة (R)، وخصائص التربة التي تقوم عليها. يتم تصميم منحنى طيف الاستجابة المعدل لفئة التربة B كما موضح بالشكل 5، ولفئة التربة C كما موضح بالشكل 6 وكذلك لفئة التربة D كما موضح بالشكل 7.



شكل 5: تصميم منحنى طيف الإستجابة المعدل لفئة التربة (B)



شكل 6: منحنى طيف الإستجابة المعدل لفئة التربة (C)

شكل 7: منحنى طيف الإستجابة المعدل لفئة التربة (D)

يمكن استخدام منحنيات طيف الاستجابة للتحليل الزلزالي للمباني الخرسانية المسلحة بمنطقة طرابلس.

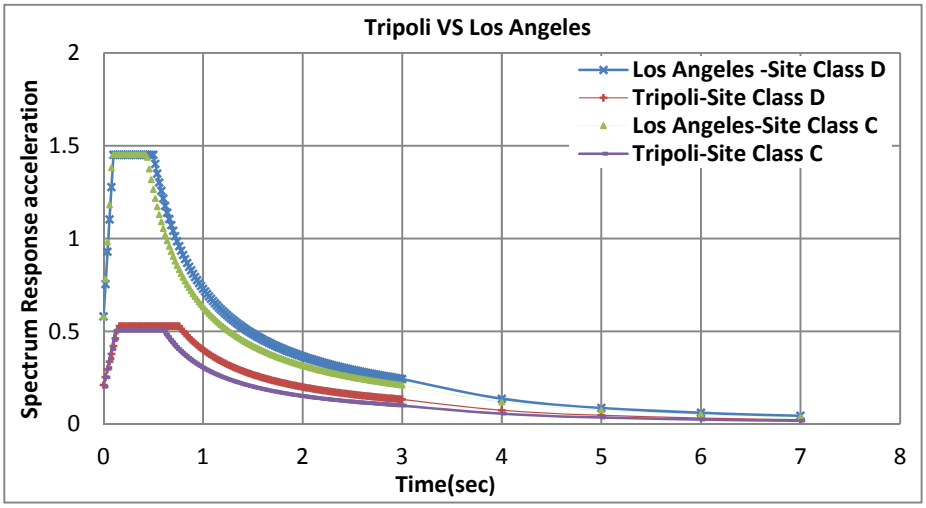
مقارنة منحنيات الاستجابة لطرابلس بمنحنيات الاستجابة للوس أنجلوس

نقدم هنا جدولين مبسطين، أحدهما لفئة الموقع (C) والآخر لفئة الموقع (D). يوضح الجدول 2 معاملات البناء لتصميم طيف الاستجابة لكل من لوس أنجلوس - كاليفورنيا وطرابلس – ليبيا كما موضح بشكل 8.

المعلمات المختارة في إعداد الجداول لمنحنيات تصميم طيف الاستجابة هي (I = 1.0) و (R = 3.0)، في لوس أنجلوس وطرابلس.

جدول 2: بناء طيف استجابة لفئتي الموقع C و D

Site class	Class C		Class D	
City	Los Angeles	Tripoli	Los Angeles	Tripoli
S_S	2.176	0.6	2.176	0.6
S_1	0.729	0.3	0.729	0.3
F_a	1.00	1.26	1.00	1.32
F_v	1.03	1.5	1.50	2.0
S_{ms}	2.176	0.756	2.176	0.792
S_{m1}	0.948	0.45	1.093	0.6
S_{DS}	1.451	0.54	1.451	0.528
S_{D1}	0.632	0.3	0.729	0.4



شكل 8: منحنى طيف الاستجابة للوس انجلس وطرابلس (مقارنة)

من الشكل 8، وبالمقارنة بين طرابلس-ليبيا ولوس أنجلوس-كاليفورنيا عند فئة الموقع C و D، نلاحظ أن لوس أنجلوس لديها تسارع طيف الاستجابة أكبر من طرابلس.

دراسة لمقارنة خمسة مبانٍ تتكون من 5 ، 10 ، 15 ، و20 طابقاً.

النمذجة باستخدام برنامج STAAD-PRO

عملية نمذجة وتحليل المباني الخرسانية تمت بواسطة برنامج Staad pro، بحيث يجب ترتيب النمذجة والتحليل الذي يتم بواسطة برنامج Staad-Pro والنتائج بشكل صحيح.تعتبر طريقة طيف الاستجابة الأنسب للتحليل الديناميكي للمباني العالية. staad-pro هو برنامج التصميم الأسمى الذي تسمح به (Bentley). إذ أنه عند حساب القص الأساسي(Base Shear)، انجراف قمة الذروة(peak story drift)، والإزاحة الجانبية للحمل المركب(Lateral Displacement Of Composite Loading)، يجب أن يستغرق الأمر حوالي ساعة، لذلك هذا هو أفضل خيار لتحليل الهيكل على staad [5].

تأثير ارتفاع المبنى

تم رسم القص القاعدي (Base Shear) لمجموعة مبانٍ مختلفة الارتفاع مقابل ارتفاع تلك المباني، علمًا بأن أبعاد الكمرة، سمك السقف، وأبعاد الأعمدة ثابتة، كما هو موضح في الجدول 3 أدناه.

جدول 3: تأثير اختلاف ارتفاع المبنى

NO. of storeys	Building height (m)	Column size (mm)	Beam size (mm)	Slab thickness(mm)	R/C Frame
					Bld.#
5	15	500*500	250*400	200	A-5
10	30	500*500	250*400	200	A-10
15	45	500*500	250*400	200	A-15
20	60	500*500	250*400	200	A-20

نوع الدعامة والحمل الحي

كل الدعامات المستخدمة من نوع الدعامة الثابتة (Fixed Support)، والحمل الحي المستخدم $=3kN/m^2$.

أحمال الزلازل

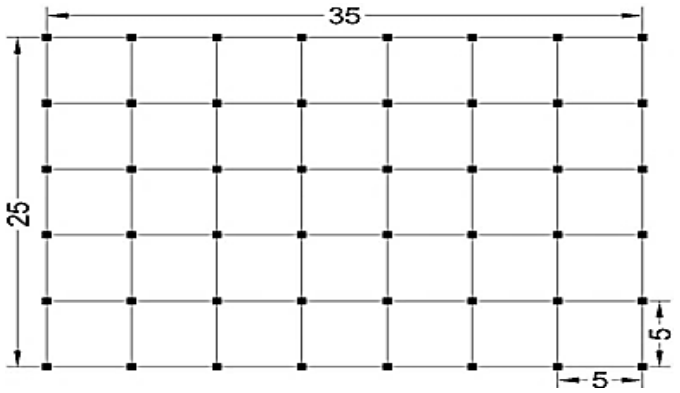
نتائج أحمال الزلازل تمت بناءً على معلومات الزلزال الموضحة في الجدول 4 أدناه.

جدول 4: معلمات الزلازل

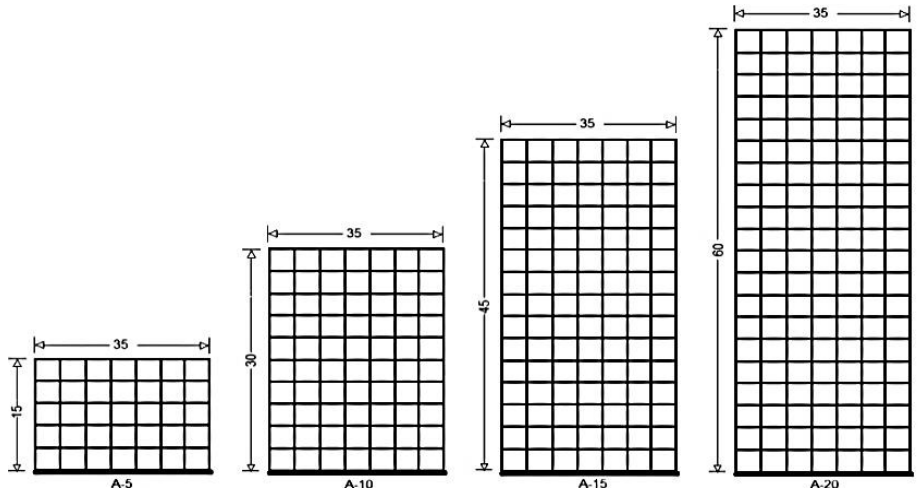
No	Parameter	Value1	Value3	Value2
1	S_s	0.6	0.6	0.6
2	S_1	0.3	0.3	0.3
3	Importance factor (I)	1	1	1
4	Site class	B	C	D
5	F_a	0.9	1.26	1.32
6	F_V	0.8	1.5	2.0
7	Damping ratio	0.05	0.05	0.05
8	R	3	3	3

التفاصيل الهندسية للمباني

بالنسبة للدراسة، تم اعتبار 4 مبانٍ ذات ارتفاعات مختلفة A-5 و A-10 و A-15 و A-20 لمعامل تعديل استجابة (R=3) (إطار مقاومة العزم العادي (OMRF))، انظر شكلين (9 و10) بالأسفل. حيث يبلغ ارتفاع الطابق 3.0 متر في جميع المباني (5).



شكل 9: المسقط الأفقي للمبنى



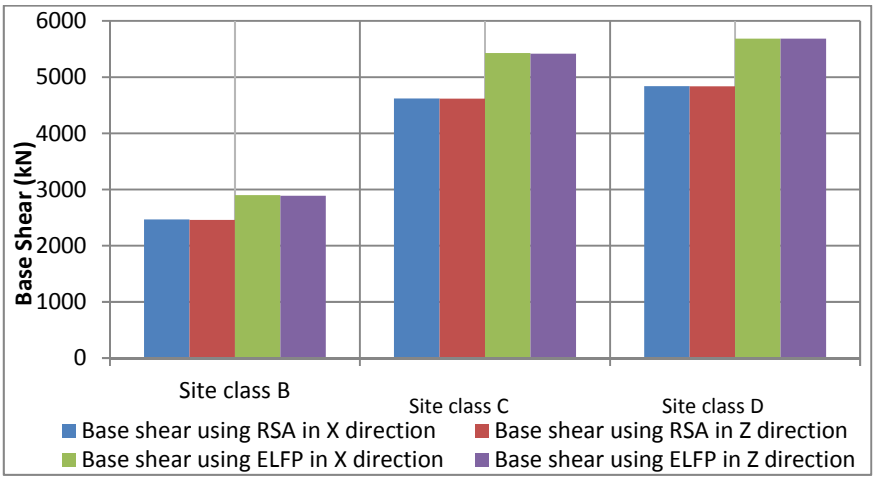
شكل 10: ارتفاعات مختلفة لمبانٍ خرسانية مسلحة

نتائج التحليل الزلزالي في برنامج STAAD PRO

في هذه الحالة لم يكن المقطع العرضي للمبنى في اتجاه X و Z متماثلًا، لذلك تم حساب القص القاعدي في الاتجاهين باستخدام طريقة منحنى طيف الاستجابة ((Response Spectrum Curve Analysis (RSA) وطريقة القوة الجانبية المكافئة ((Equivalent Lateral Force Procedure (ELFP).

جدول 5: مبنى خرساني ذو خمسة طوابق (A-5)

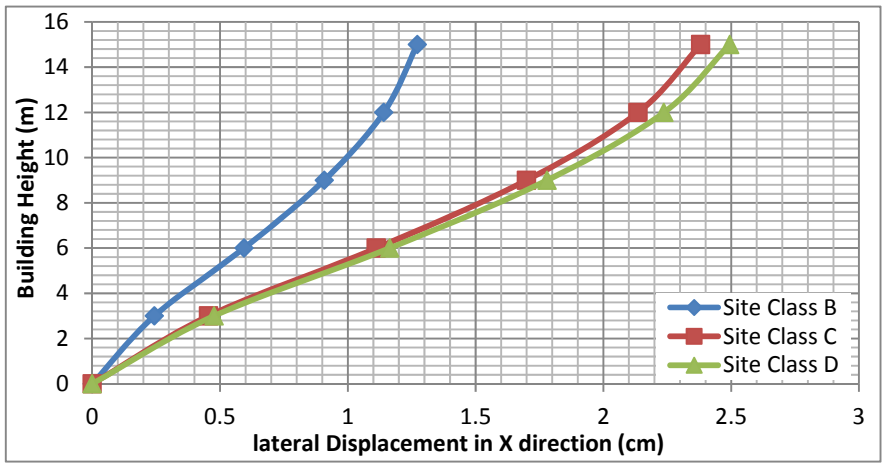
Description	R/C frame Bld. # (A-5)		
	Site Class B	Site Class C	Site Class D
Weight of the building (kN)	32312.6	3212.6	3212.6
Frequency (cycle/sec)	1.666	1.666	1.666
Fundamental period (sec)	0.60027	0.60027	0.60027
Base shear using (RSA) in X direction ,(kN)	2466	4620	4840
Base shear using (RSA) in Z direction ,(kN)	2457	4616	4837
Base shear using (ELFP) in X direction,(kN)	2901	5429	5687
Base shear using (ELFP) in Z direction,(kN)	2890	5419	5687
Maximum lateral Displacement (cm)	1.272	2.3807	2.4941
Story drift (cm)	0.3507	0.6597	0.6924



شكل 11: القص القاعدي باستخدام طريقة (RSA) وطريقة (ELFP) في اتجاه (X) واتجاه (Z) لفئات تربة مختلفة

الشكل 11 يوضح الآتي:

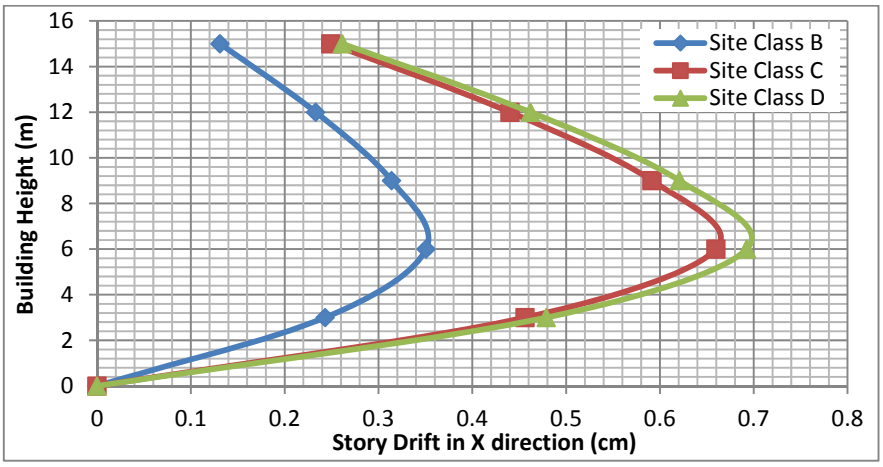
- القص القاعدي لفئة التربة (D) أكبر من القص القاعدي لفئتي التربة (B) و (C).
- القص القاعدي في اتجاه (X) أكبر قليلًا عن القص القاعدي في اتجاه (Z).
- القص القاعدي باستخدام طريقة (ELFP) أكبر من القص القاعدي باستخدام طريقة (RSA).



شكل 12: الإزاحة الأفقية في اتجاه (X) للمبنى (A-5)

الشكل 12 الموضح بالأعلى يوضح الآتي:

- الإزاحة الأفقية في اتجاه (X) لفئة التربة (B) أصغر من الإزاحة الأفقية لفئتي التربة (C) و (D).



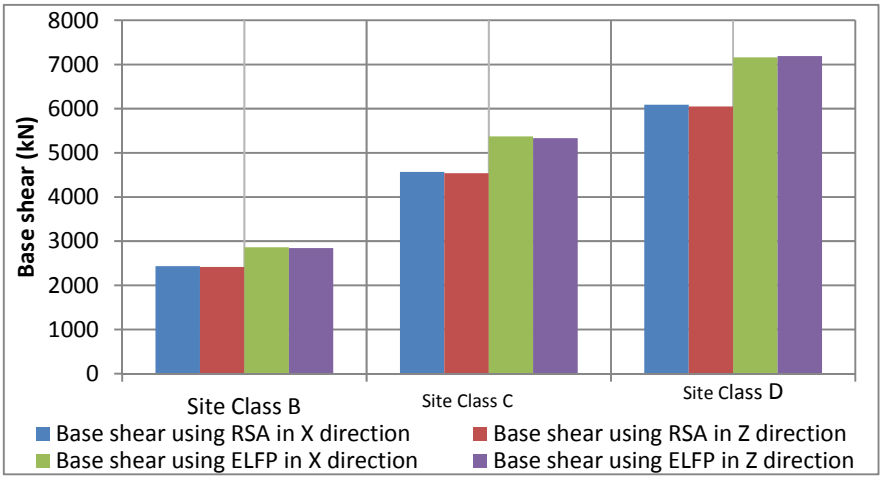
شكل 13: انحراف الطابق في اتجاه (X) للمبنى (A-5)

يوضح الشكل 13 الموضح بالأعلى، الأتي:

- انحراف الذروة لطابق (Peak story drift) لفئة التربة (B) أكبر من انحراف الذروة لطابق (Peak story drift) لفئتي التربة (C) و (D).

جدول 6: مبنى خرساني ذو عشرة طوابق (A-10)

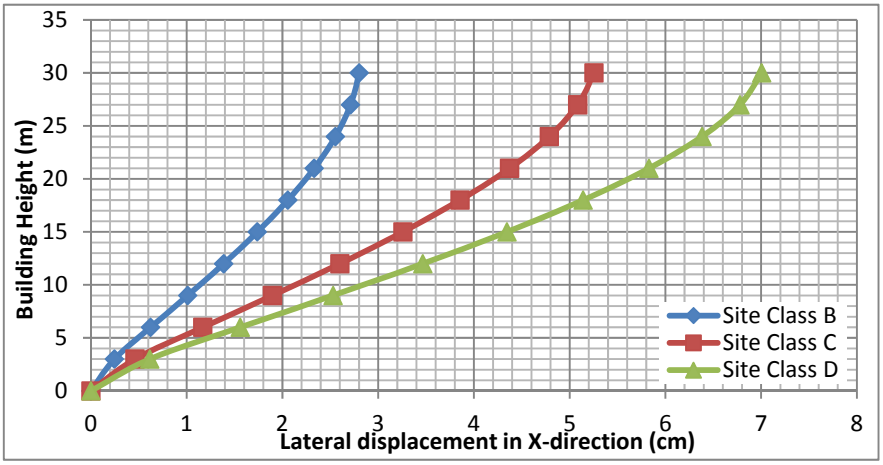
Description	R/C frame Bld. # (A-10)		
	Site Class B	Site Class C	Site Class D
Weight of the building (kN)	65281	65281	65281
Frequency (cycle/sec)	0.811	0.811	0.811
Fundamental period (sec)	1.232	1.232	1.232
Base shear using (RSA) in X direction ,(kN)	2435	4566	6090
Base shear using (RSA) in Z direction ,(kN)	2417	4539	6051
Base shear using (ELFP) in X direction,(kN)	2864	5370	7160
Base shear using (ELFP) in Z direction,(kN)	2843	5332	7109
Maximum lateral Displacement (cm)	2.8026	5.2541	7.0055
Story Drift (cm)	0.3880	0.7312	0.9749



شكل 14:القص القاعدي باستخدام طريقة (RSA) وطريقة (ELFP) في اتجاة (X) واتجاه (Z) لفئات تربة مختلفة

الشكل 14 الموضح بالأعلى، يوضح الآتي:

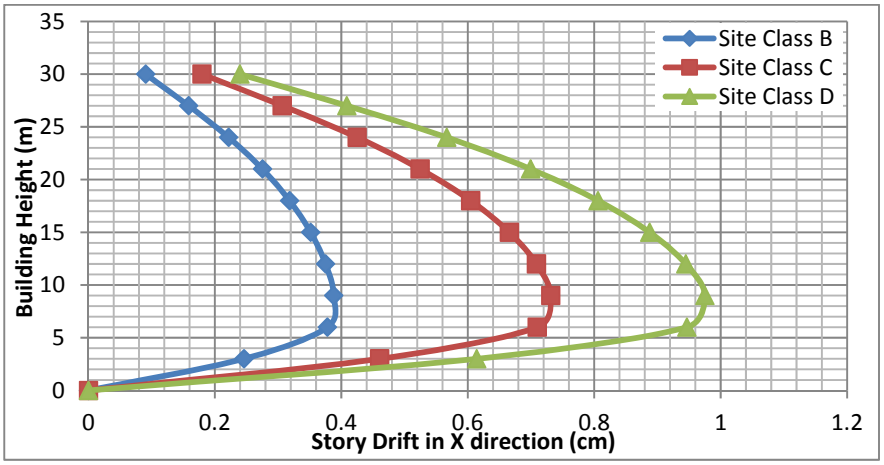
- القص القاعدي في اتجاه (X) أكبر قليلًا عن القص القاعدي في اتجاه (Z).
- القص القاعدي باستخدام طريقة (ELFP) أكبر من القص القاعدي باستخدام طريقة (RSA).



شكل 15: الإزاحة الأفقية في اتجاة (X) للمبنى (A-10)

يوضح الشكل 15 بالأعلى, الآتي:

- الإزاحة الأفقية في اتجاه (X) لفئة التربة (B) أصغر من الإزاحة الأفقية لفئتي التربة (C) و (D).



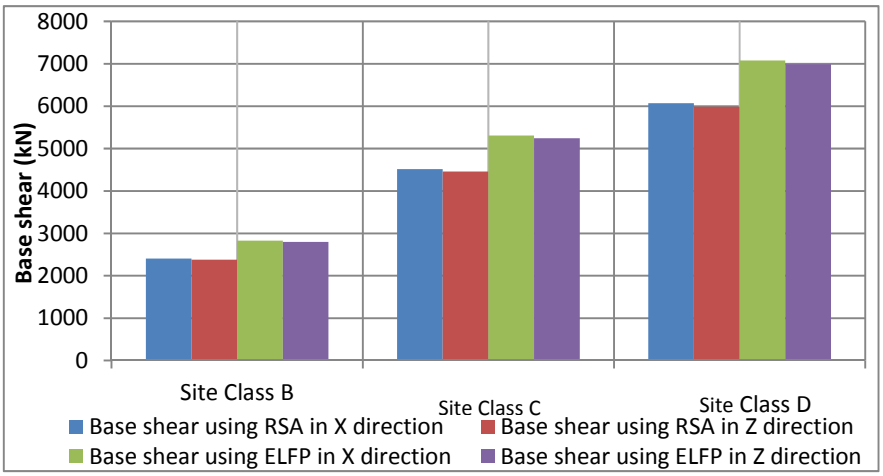
شكل 16: انحراف الطابق في اتجاة (X) للمبنى (A-10)

يوضح الشكل 16 الموضح بالأعلى، الآتي:

- انحراف الذروة لطابق (Peak story drift) لفئة التربة (B) أكبر من انحراف الذروة لطابق (Peak story drift) لفئتي التربة (C) و (D).

جدول 7: مبنى خرساني ذو خمسة عشر طابقاً (A-15)

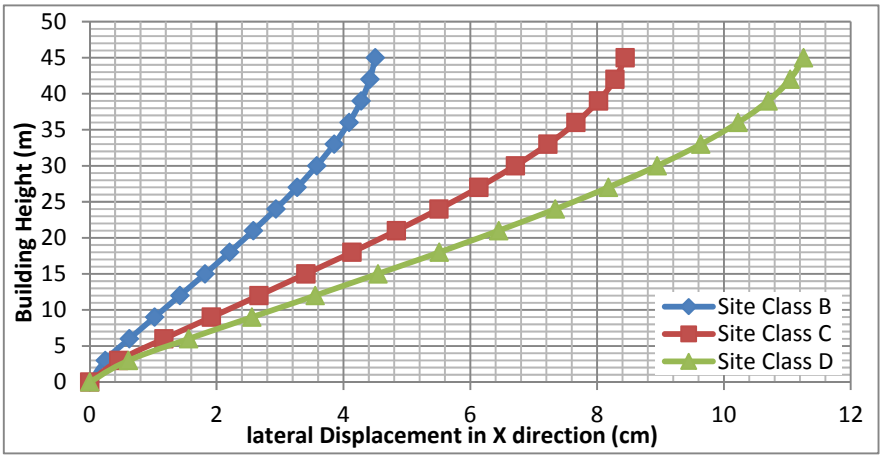
Description	R/C frame Bld. # (B-15)		
	Site Class B	Site Class C	Site Class D
Weight of the building (kN)	98250	98250	98250
Frequency (cycle/sec)	0.530	0.530	0.530
Fundamental period (sec)	1.8875	1.8875	1.8875
Base shear using (RSA) in X direction ,(kN)	2405.6	4517	6071
Base shear using (RSA) in Z direction ,(kN)	2379.0	4460	5986
Base shear using (ELFP) in X direction,(kN)	2830.2	5307	7075
Base shear using (ELFP) in Z direction,(kN)	2796.2	5243	6991
Maximum lateral Displacement (cm)	4.5030	8.4424	11.256
Story Drift (cm)	0.3997	0.7553	1.0071



شكل 17: القص القاعدي باستخدام طريقة (RSA) وطريقة (ELFP) في اتجاه (X) واتجاه (Z) لفئات تربة مختلفة

الشكل 17 الموضح بالأعلى، يوضح الأتي:

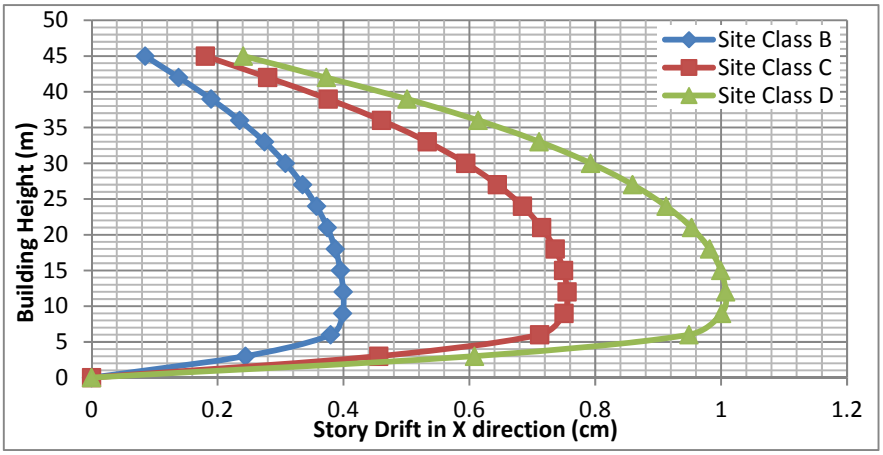
- القص القاعدي باستخدام طريقة (ELFP) أكبر من القص القاعدي باستخدام طريقة (RSA).



شكل 18: الإزاحة الأفقية في اتجاة (X) للمبنى (A-15)

الشكل 18 الموضح بالأعلى يوضح الآتي:

- الإزاحة الأفقية في اتجاه (X) لفئة التربة (B) أصغر من الإزاحة الأفقية لفئتي التربة (C) و (D).



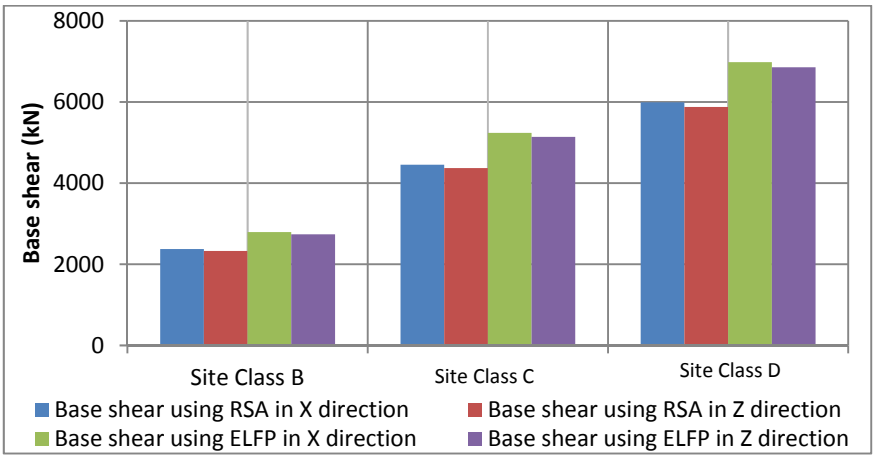
شكل19: انحراف الطابق في اتجاة (X) للمبنى(A-15)

يوضح الشكل 19 الموضح بالأعلى، الآتي:

- انحراف الذروة لطابق (Peak story drift) لفئة التربة (B) أكبر من انحراف الذروة لطابق (Peak story drift) لفئتي التربة (C) و (D).

الجدول 8: مبنى خرساني ذو عشرين طابقاً (A-20)

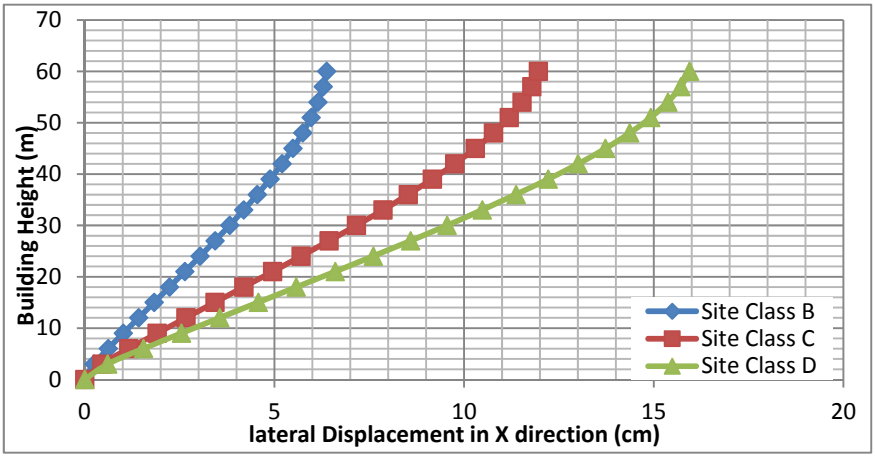
Description	R/C frame Bld. # (A-20)		
	Site Class B	Site Class C	Site Class D
Weight of the building (kN)	131219	131219	131219
Frequency (cycle/sec)	0.389	0.389	0.389
Fundamental period (sec)	2.5708	2.5708	2.57083
Base shear using (RSA) in X direction ,(kN)	2376.7	4456	5992
Base shear using (RSA) in Z direction ,(kN)	2331.6	4374	5880
Base shear using (ELFP) in X direction,(kN)	2793.6	5238	6984
Base shear using (ELFP) in Z direction,(kN)	2742.8	5143	6857
Maximum lateral Displacement (cm)	6.3769	11.956	15.9422
Story Drift (cm)	0.4067	0.7733	1.0322



شكل 20: القص القاعدي باستخدام طريقة (RSA) وطريقة (ELFP) في اتجاه (X) واتجاه (Z) لفئات تربة مختلفة

الشكل 20 الموضح بالأعلى، يوضح الآتي:

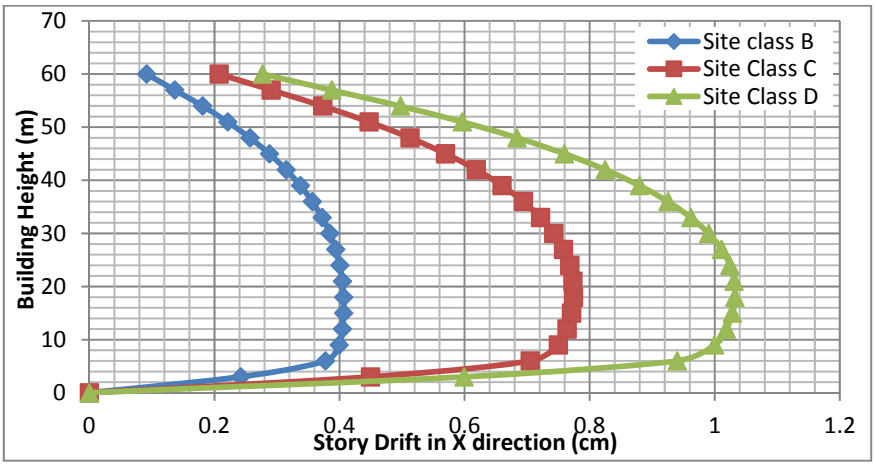
- القص القاعدي في اتجاه (X) أكبر قليلًا من القص القاعدي في اتجاه (Z).
- القص القاعدي باستخدام طريقة (ELFP) أكبر من القص القاعدي باستخدام طريقة (RSA).



شكل 21:الإزاحة الأفقية في اتجاة (X) للمبنى (A-20)

الشكل 21 الموضح بالأعلى يوضح الآتي:

- الإزاحة الأفقية في اتجاه (X) لفئة التربة (B) أصغر من الإزاحة الأفقية لفئتي التربة (C) و (D).



شكل 22: انحراف الطابق في اتجاه (*X*) للمبنى *(A-20)*

يوضح الشكل 22 الموضح بالأعلى، الآتي:

- انحراف الذروة لطابق (Peak story drift) لفئة التربة (B) أكبر من انحراف الذروة لطابق (Peak story drift) لفئتي التربة (C) و (D).

ملخص النتائج

يمكن تلخيص النتائج في الجدولين 9 و10 كما يلي:

جدول 9: ملخص نتائج القص القاعدي, أقصى ازاحة افقية و أقصى إنحراف طابقي

Building designation	H (m)	Base shear (kN)			max lateral displacement (cm)			max story drift (cm)		
		Site class			Site Class			Site Class		
		B	C	D	B	C	D	B	C	D
A-5 (5 story)	15	2466	4620	4840	1.272	2.380	2.494	0.350	0.659	0.692
A-10 (10 Story)	30	2435	4566	6090	2.802	5.254	7.005	0.388	0.731	0.974
A-15 (15 Story)	45	2406	4517	6071	4.503	8.442	11.25	0.399	0.755	1.007
A-20 (20 Story)	60	2377	4456	5992	6.376	11.95	15.94	0.406	0.773	1.032

يلخص الجدول 10 أدناه نتائج (RSA) لخمسة مبانٍ متعددة الطوابق من الخرسانة المسلحة بنفس التكوينات ولكن بارتفاعات متفاوتة من 5 إلى 20 طابقًا. تظهر النتائج أن القص القاعدي بسبب الزلزال المقترح يظل ثابتًا بشكل أساسي بغض النظر عن عدد الطوابق أو ارتفاع المبنى. مع زيادة عدد الطوابق، تزداد الفترة الزمنية، ولكن تسارع الاستجابة الطيفية يتناقص. حيث إن معاملات التسارع هي 7.6 و 3.7 و 2.45 و 1.81 بالمائة لعدد الطوابق 5 و10 و15 و20 على التوالي لفئة الموقع B، كما هو الحال كذلك بالنسبة للمواقع C، D ولكن بنسب أعلى.

جدول 10: ملخص النتائج باستخدام طريقة (RSA) للمباني الخرسانية المسلحة

Building designation	Weight kN	Base shear-V_b(kN)			(V_b/W_{total})%		
		Site Class			Site Class		
		B	C	D	B	C	D
A-5	32312.6	2466.0	4620	4840	7.6%	14.30%	14.98%
A-10	65281.0	2435.0	4566	6090	3.7%	6.99%	9.33%
A-15	98250.3	2405.6	4517	6071	2.45%	4.59%	6.18%
A-20	131219	2376.7	4456	5992	1.81%	3.39%	4.57%

الخلاصة

بناء على هذه الدراسة يمكن استنتاج ما يلي:

1. يمكن إنشاء منحنيات طيف الاستجابة لطرابلس بناءً على معاملات الخطر الزلزالي الموصي بها من قبل (Unified facility criteria, UFC). الآن، يمكن استخدام منحنيات طيف الاستجابة بشكل مباشر لتسهيل عملية التصميم الزلزالي في منطقة طرابلس.
2. يمكن استخدام منحنيات طيف الاستجابة الأربعة للمناطق الأخرى في ليبيا اعتمادًا على تصنيفات التربة الخاصة بهما مع الأخذ في الاعتبار أن النشاط الزلزالي في ليبيا يتراوح من المنخفض إلى المعتدل.

المراجع

1. Somaia S. Suwihli, Thomas R. Paradise, 2020, Creating a Libyan Earthquake Archive: From Classical Times to the Present, Open Journal of Earthquake Research, 9, 367-387.
2. https://www.wbdg.org/FFC/DOD/UFC/ARCHIVES/ufc_3_301_01_2013_c3.pdf
3. IBC 2021 (International Building Code).
4. ASCE7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for buildings and other structure, Reston/USA.
5. Tajuri. Gofran and A.Ngab, 2020, Developing Response spectra curves for Tripoli, Graduation project, UOT, Tripoli, Libya.

التصميم الزلزالي للمباني في ليبيا

زكريا سعد محمود عبدالسلام[1]، خالد عبدالونيس رزق السكوري[2]، عبدالمجيد محمد حسن سالم[3]
[1]محاضر - قسم الهندسة المدنية - كلية الهندسة - جامعة عمر المختار
[2]محاضر - قسم الهندسة المعمارية - كلية الهندسة - جامعة عمر المختار
[3]محاضر - قسم الهندسة المدنية - كلية الهندسة - جامعة عمر المختار

ملخص

النشاط الزلزالي في شمال أفريقيا له وضعية خاصة نظرا لما تحيط به المنطقة من حركات تكتونية المتمثلة في حركة صفائح القشرة الأرضية حيث تتقابل الصفيحتان الأفريقية والأوروآسيوية المكونتان للحزام الزلزالي المار بالبحر المتوسط جنوب جزيرة كريت وتتأثر ليبيا بهذا الحزام الزلزالي وخاصة منطقة الجبل الأخضر وكذلك منطقة منخسف هون. وبالرغم من النشاط الزلزالي الواضح للمنطقة فإن معظم المباني العامة والخاصة التي يتم تنفيذها في ليبيا لم تصمم لمقاومة أحمال الزلازل Seismic Loads ويرجع السبب الرئيسي في ذلك لعدم وجود مواصفات ليبية خاصة تحدد التصنيف الزلزالي للمدن والمناطق وتلزم المهندس الإنشائي على تصميم المباني لمقاومة أحمال الزلازل. من خلال هذه الدراسة سنستعرض النشاط الزلزالي لمنطقة شمال أفريقيا وطرق التحليل الزلزالي المستخدمة في التحليل الإنشائي للمباني ومدى ملاءمة طريقة الحمل المكافئ (The equivalent lateral force method) لأنماط المباني الشائعة الاستخدام في ليبيا وفق اشتراطات (الكود) الدولي للمباني (IBC 2018) و (ASCE7-16) الصادر عن الجمعية الأمريكية للمهندسين المدنيين والعوامل الأساسية التي تؤثر على التصميم الزلزالي ومدى قابلية الإصابة الزلزالية لأنماط المباني الشائعة في ليبيا.

كلمات دالة: أحمال الزلازل، التصميم الزلزالي، أنماط المباني.

مقدمة

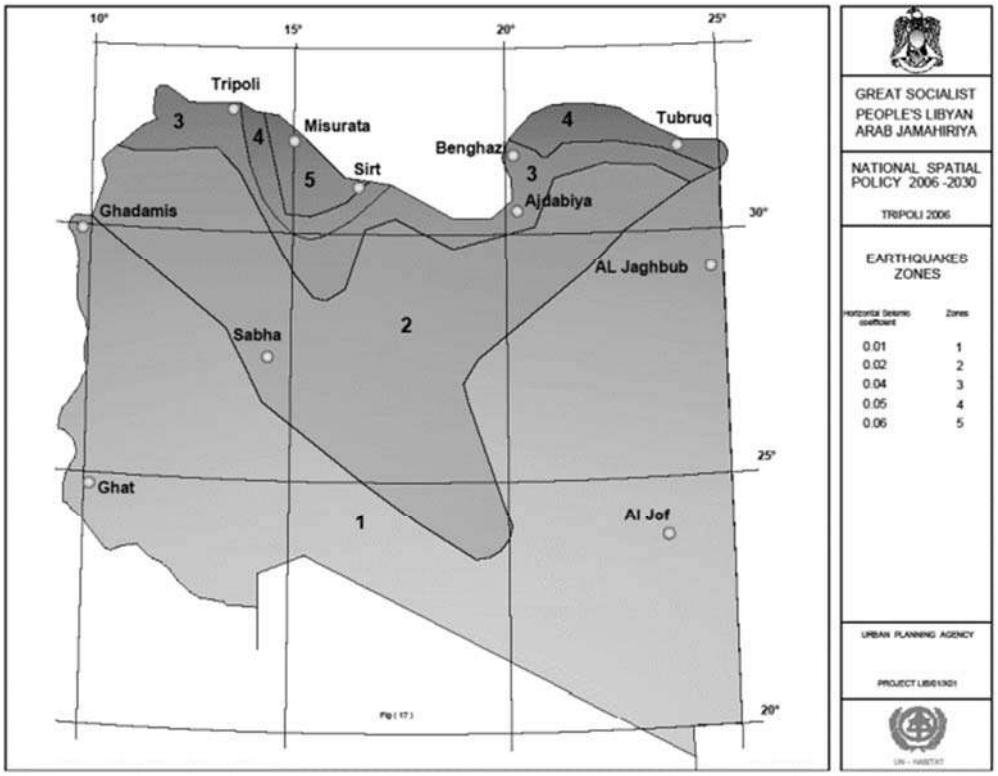
إن المشكلة الحقيقية لا تكمن في الزلازل بل تكمن في عدم جاهزيتنا لها. فالعديد من المباني والبنى التحتية لا تتوافر فيها متطلبات الحد الأدنى للمباني المقاومة للزلازل وكذلك عدم وجود إدارة فعالة لمواجهة الكوارث وإدارة العمليات وإسناد الطوارئ. فقد أظهر استطلاع لواقع المباني والبنى التحتية في معظم الدول العربية أن العديد من هذه المنشآت لا يتضمن تحقيق الحد الأدنى المطلوب لمقاومة الزلازل المحتملة. وهذا بدوره سيؤدي إلى حدوث أضرار وانهيارات ملحوظة في العديد من المباني في حال تعرضت هذه المناطق لزلازل معتدلة أو قوية نسبياً (بين 6 درجات و6.5) كما حدث في زلزال القاهرة 1992 والذي كانت شدته 5.8 درجة على مقياس ريختر. وعلى الرغم من أن الزلزال استمر لمدة 30 ثانية فقط فإنه سبب تصدعات وانهيار العديد من المباني حيث كان مدمرا بشكل غير عادي بالنسبة لحجمه وقد تسبب في وفاة 545 شخصا وإصابة 6512 آخرين وشرد حوالي 50000 شخص إذ أصبحوا بلا مأوى (1) (3). إن أنماط المباني السائدة في ليبيا وفي الدول العربية بشكل عام غير فعالة في مقاومة القوى الأفقية الناتجة عن أحمال الزلازل كذلك استخدام مواد ذات كثافة عالية كالطوب الإسمنتي والرخام في أعمال التشطيبات فإن هذه المواد تساهم في زيادة وزن المنشآت وبالتالي زيادة القوى الأفقية الناتجة.

جدول 1: يبين أكبر الزلازل من حيث عدد الضحايا في بلدان الشمال الأفريقي خلال الفترة 1900-2022 (8)

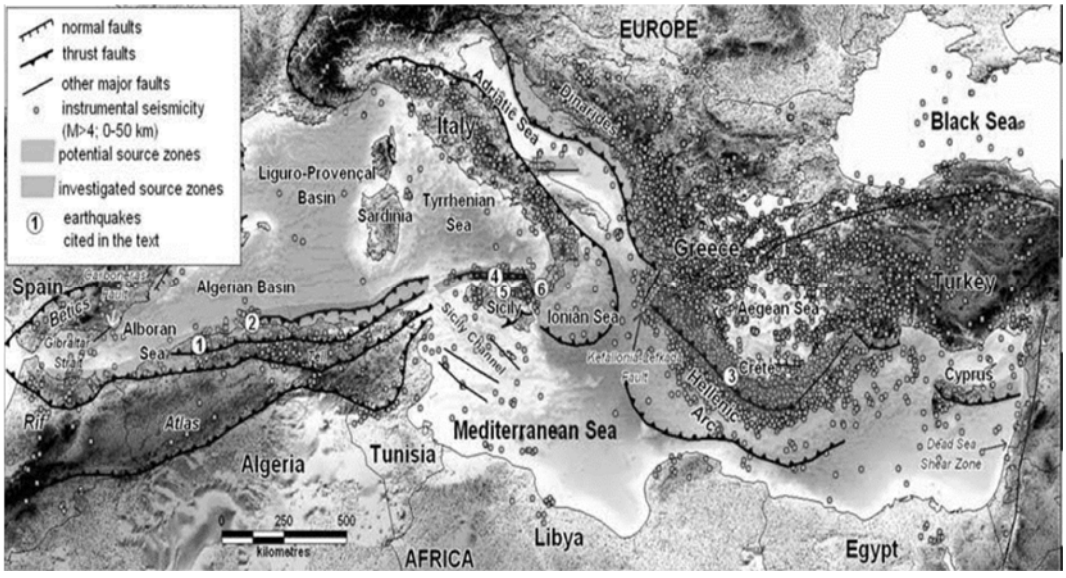
ت	السنة	موقع الزلزال	قوته	عدد الضحايا
1	1960-2-29	اغادير- المغرب	5.7	15,000
2	1963-2-21	المرج – ليبيا	5.3	243
3	1980-10-10	ولاية الأصنام- الجزائر	7.0	2633
4	1992-10-12	القاهرة – مصر	5.8	545
5	2003-5-21	بومرداس – الجزائر	6.8	2,266
6	2004-2-24	الحسيمة – المغرب	6.5	628

النشاط الزلزالي في ليبيا

النشاط الزلزالي في ليبيا له وضعية خاصة نظرا لما تحيط به المنطقة من حركات تكتونية المتمثلة في حركة صفائح القشرة الأرضية حيث تتقابل الصفيحتان الأفريقية والأوروآسيوية المكونتان للحزام الزلزالي بالبحر الأبيض المتوسط جنوب جزيرة كريت وتتأثر ليبيا بهذا الحزام الزلزالي وخاصة منطقة الجبل الأخضر وكذلك منطقة منخسف هون وهي المنطقة الممتدة من مصراته شمالا حتى هون جنوباً, الشكل رقم (1) يبين تقسم المناطق الزلزالية, والشكل (2) يبين الحزام الزلزالي بالبحر الأبيض المتوسط. وقد تعرضت ليبيا إلى (14) زلزال مدمر (أكبر من 5 درجات على مقياس ريختر) خلال القرن العشرين كان أولها زلزال طرابلس بتاريخ (22-11-1903) بقوة (5) درجات على مقياس ريختر وأخرها زلزال المرج بتاريخ (21-2-1963) بقوة (5.3) درجات على مقياس ريختر والذي تسبب في وفاة (243) شخص وجرح المئات (9) (10). ويعتبر زلزال كريت عام 365 ميلادية أعنف زلزال تعرضت له منطقة البحر الأبيض المتوسط حيث كان مركز الزلزال قرب جزيرة كريت، ويقدر علماء الجيولوجيا اليوم قوة الزلزال وقتها بنحو 8 درجات على مقياس ريختر وربما أكثر سبب دماراً واسعاً في وسط وجنوبي اليونان وكريت وشمال ليبيا حيث دمر معظم المدن الواقعة على الساحل الليبي في ذلك الوقت كذلك سبب دمار كبير في كل من قبرص وصقلية كما تسبب الزلزال في غرق مناطق ساحلية بأكملها تحت مياه البحر المتوسط، وتبعه موجات تسونامي طالت الساحل الشرقي للبحر المتوسط بما فيها الإسكندرية ودلتا النيل حيث تسببت في مقتل الآلاف وإلقاء السفن قرابة الميلين داخل اليابسة. أما في العصر الحديث فيعتبر زلزال القداحية 1935 غرب سرت (منخسف هون) من أقوى الزلازل التي ضربت ليبيا وكان ذلك يوم 19 أبريل 1935 وبلغت قوته 7.1 على مقياس ريختر. أخر زلزال تأثرت به المباني في ليبيا هو زلزال المرج عام 2008 ميلادية وكان ذلك خلال شهر مايو 2008 بقوة 4.2 ريختر وقد تأثرت به بعض المباني في مدينة المرج القديمة من حيث التصدع والوقوع الجزئي وكان مركزه في البحر علي مسافة 120 كم وبعمق 7كم (8) (10).



شكل 1: يبين تقسم المناطق الزلزالية (5)



شكل 2: يبين النشاط الزلزالي بمنطقة البحر الأبيض المتوسط (8)

جدول 2: يبين الزلازل المدمرة (أكبر من 5 درجات على مقياس ريختر) التي ضربت ليبيا قبل سنة 1900م (9) (10)

ت	التاريخ	موقع الزلزال	قوته	ملاحظات
1	262 ق.م	شرق ليبيا	مدمر	
2	310 م	لبدة وصبراته	مدمر	
3	363 م	شرق ليبيا (قورينا و بلاغراي)	مدمر	
4	365 م	جزيرة كريت	مدمر	
5	1656م	طرابلس	مدمر	
6	1803م	طرابلس	متوسط	
7	1811م	الحدود الليبية المصرية (قرب سيوه)	متوسط	
8	5-8-1853 م	فزان	متوسط	
9	22-12-1860 م	الحدود الليبية التونسية	متوسط	
10	24-6-1870 م	بنغازي	متوسط	
11	8-1883 م	غدامس	مدمر	

جدول 3: يبين الزلازل المدمرة (أكبر من 5 درجات على مقياس ريختر) التي ضربت ليبيا خلال الفترة 1901-2022م (9) (10)

ت	التاريخ	موقع الزلزال	قوته	ملاحظات
1	22-11-1903م	طرابلس	5.0	
2	18-5-1914م	القداحية	5.0	
3	14-10-1918م	سوسه (الجبل الأخضر)	5.4	
4	26-6-1926م	جزيرة كريت	7.1	
5	30-8-1926م	جزيرة كريت	7.4	
6	19-3- 1935 م	القداحية	.70	
7	19-3-1935 م	القداحية	6.4	
8	20-3-1935 م	القداحية	6.2	
9	13-6-1936 م	درنه	5.9	غرب درنه 15 كم
10	4-3-1941م	منخسف هون	5.9	
11	2-5-1957م	الجبل الأخضر	أكبر من 5	
12	17-5-1958م	نالوت (جبل نفوسه)	أكبر من 5	
13	21-2-1963	المرج	5.3	دمر مدينة المرج

طرق التحليل الزلزالي

تقسم طرق التحليل المستخدمة في التحليل الإنشائي للمنشآت الهندسية بشكل عام إلى نوعين أساسيين طرق تحليل ستاتيكية Static Analysis وطرق تحليل ديناميكية Dynamic Analysis. إن الاختلاف الرئيسي بين الطرق الاستاتيكية والديناميكية هو أنه في الطرق الاستاتيكية تعتبر الحمولات الخارجية ثابتة بالنسبة للزمن، أما في الطرق الديناميكية فتكون الحمولات والتأثيرات متغيرة مع الزمن وهذا يجعل مسائل الديناميك لا تملك حلاً وحيداً ويتوجب علينا إيجاد سلسلة من الحلول المتعاقبة والمتعلقة بكل الأزمنة اللازمة والمهمة. وهذا يسبب تعقيداً في إجراءات التحليل الديناميكي ووقت أطول من التحليل الستاتيكي، ومن الصعب إجراؤه للمنشآت الهندسية بدون استخدام الحاسب. كذلك تقسم هذه الطرق إلى طرق تعتمد على التحليل الخطي Linear Analysis وطرق تعتمد على التحليل اللاخطي Non Linear Analysis (2) (4).

طرق التحليل الستاتيكي الخطي Linear Static Analysis: في هذا النوع من التحليل يتم اعتبار المواد المستخدمة في العنصر الإنشائي تقع ضمن حدود المرونة أي خاضعة لقانون هوك Hook's Law وأن التشوهات الحاصلة في العنصر الإنشائي نتيجة الأحمال صغيرة وأبعاد العنصر الإنشائية لا يحدث فيها أي تغير تحت تأثير الأحمال المسلطة وتعتمد عند تحليل ومن أشهر هذه الطرق طريقة الحمل المكافئ The equivalent lateral force method

طرق التحليل الستاتيكي اللاخطي Non Linear Static analysis: هذه الطرق نماذج تأخذ في الاعتبار السلوك اللاخطي للعناصر الإنشائية وتعبر عن السلوك العام للمنشآت تحت تأثير الزلازل لذلك فهي تعتبر من الطرق الرئيسية في الهندسة الزلزالية المعتمدة على الأداء يمكن استخدامها لتقييم السلوك الزلزالي لمبانٍ قائمة بوضعها الراهن أو لتقييم التصاميم النهائية للمباني استناداً على مفاهيم الأداء. تتضمن تطبيق حمولة جانبية بشكل تدريجي حتى الوصول إلى انتقال محدد مسبقا أو انهيار المنشأ ومن أشهر هذه الطرق طريقة التحليل الدفع المتزايد Pushover Analysis

طرق التحليل الديناميكي الخطي Linear Dynamic analysis: تستخدم نموذج مشابه للنموذج المستخدم في التحليل الستاتيكي الخطي ويتم الحصول على الاستجابة إما من طيف استجابة مرن أو من تحليل السجلات الزمنية ومن أشهر هذه الطرق طريقة تحليل طيف الاستجابة Response Spectrum Analysis.

طرق التحليل الديناميكي اللاخطي Non Linear Dynamic analysis: تستخدم نموذج يعبر عن السلوك اللاخطي للعناصر وهي أكثر الطرق دقة وموثوقية ويوصى باستخدام هذا النوع من التحليل في المنشآت المهمة والتي تعاني من عدم انتظام كبير وتعتمد غالبا على تحليل السجلات الزمنية للهزات الأرضية Time History Analysis

طريقة الحمل المكافئ

في هذه الطريقة يؤخذ تأثير الحمل الديناميكي لزلزال المتوقع بقوة ثابتة موزعة بشكل جانبي على المنشأ حيث يتم في هذه الطريقة إيجاد القوى الزلزالية الاستاتيكية المكافئة للقوى الزلزالية الديناميكية، ولهذه القوى مركبتان أفقية ورأسية. والجدير بالذكر أن معظم (كودات) التصميم العالمية كانت تهمل المركبة الرأسية للقوى الزلزالية في السابق ولكن في الوقت الحالي أوصى عدد من الكودات العالمية بضرورة أخذ أثر هذه المركبة بنظر الاعتبار. يتم حساب الحمل المكافئ من خلال استخدام المعادلة رقم (1) حيث نحصل على حمل الزلازل من حاصل ضرب المبنى كتلة المبنى في المعامل الزلزالي Cs وقيمة هذا المعامل تمثل نسبة أو جزءاً من قيمة الجاذبية الأرضية وهو يعتمد على شدة المنطقة الزلزالية Seismic zone ونوع التربة والنظام الإنشائي للمبنى ونوع مادة الأنشاء وأهمية المنشأ (4). حيث يتم حساب المعامل الزلزالي من خلال استخدام العلاقات الحسابية والجداول التي توفرها كودات التصميم الزلزالي وتتراوح قيمة هذا المعامل في للمباني في ليبيا من (0.05- 0.1) وتعتبر هذه الطريقة تقريبية ولكن نتائجها مقبولة بالمنشآت المنتظمة (2) (4) (7).

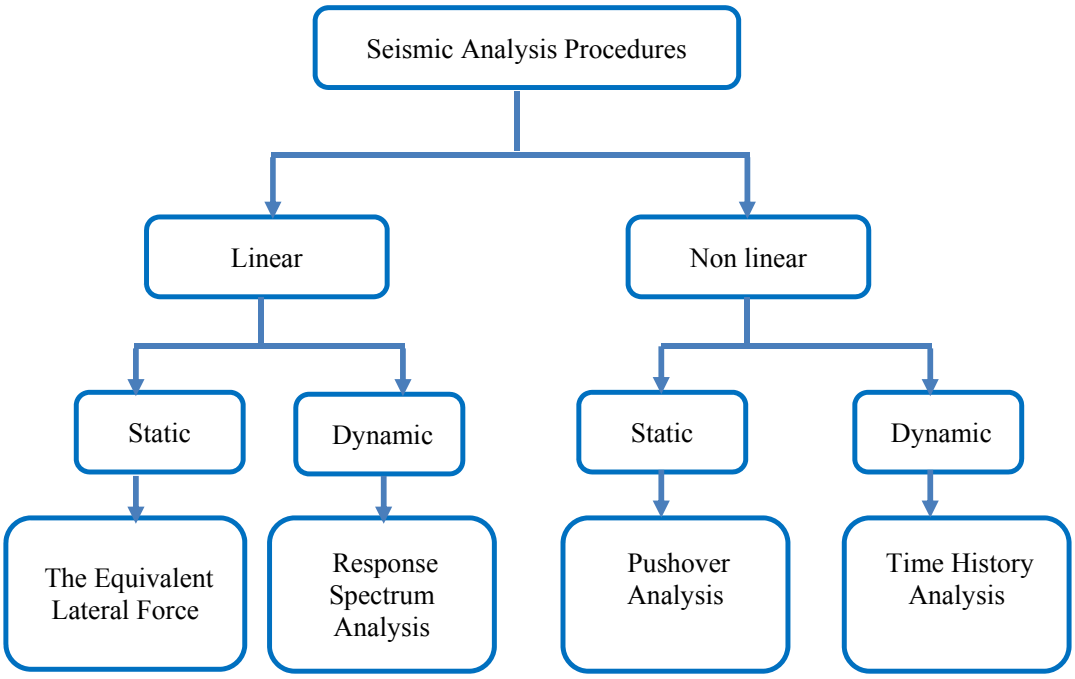
$$V = Cs * W \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

حيث:

V:القوة الزلزالية الاستاتيكية الأفقية المكافئة، وتعرف كذلك باسم قوة القص القاعدي Base Shear Force

W:الوزن الزلزالي المساوي للحمولة الميتة يضاف له % 25من الحمولة الحية في بعض الحالات

Cs :المعامل الزلزالي



شكل 3: يبين طرق التحليل الزلزالي

العوامل الأساسية التي تؤثر على التصميم الزلزالي

الموقع الجغرافي وخصائص تربة الموقع: يؤثر الموقع الجغرافي للمشروع بشكل كبير حيث إن الأماكن القريبة من الفوالق أو البراكين النشطة تكون احتمالية تعرضها للزلازل، كذلك توثر تربة التأسيس تأثيراً كبيراً على سلوك المبنى الزلزالي في حال تأسيس المباني على الطمي وطين silts and clays فإن أحمال الزلازل تزيد بدرجة كبيرة وخاصة في المناطق مشبعة بالرطوبة.

شكل المبنى: إن تصميم مبنى فعال في مقاومة الزلازل يبدا من المهندس المعماري حيث كلما كان المبنى المتماثل ومنتظم لكل من أبعاد المباني وكتلها ولتوزيع عناصر الإنشائية كلما أمكن تنفيذه بشكل آمن وبأقل تكلفة وتقسم المنشآت إلى منشآت منتظمة Regular وأخرى غير منتظمة Irregular وتقسم المنشآت غير المنتظمة إلى فئات وأنواع وذلك استناداً إلى أهمية المنشأ ومقدار عدم الانتظام ونوعه وأبعاده الأفقية وارتفاعه.

وزن المبنى: تتناسب القوى الزلزالية التي يتعرض لها المبنى تناسباً طردياً مع وزنه فزيادة وزن المبنى تؤدي إلى زيادة القوى الزلزالية التي يتعرض لها. هناك حاجة لتطوير مواد المباني وأنماطها الشائعة محلياً فمعدل وزن المتر المربع الواحد في المباني الشائعة محلياً يزيد على 1طن لكل متر مربع وفي حالات كثيرة يصل إلى 1.5طن لكل متر مربع، في حين أن وزن المتر المربع الواحد في المنشآت الحديثة في الولايات المتحدة وفي الدول الأوربية لا يتجاوز في الغالب 700كيلوغرام لكل متر مربع ويعود سبب زيادة أوزان المباني في ليبيا وفي بعض الدول العربية إلى استخدام مواد ذات أوزان كبيرة في أعمال التشطيب (5) (7).

فلسفة تصميم المنشآت لمقاومة تأثيرات الزلازل

يتم تصميم المنشآت لتحقق المقاومة والاستقرار والثبات منعاً لأي انهيار جزئي أو كلي وتجنباً لحدوث خسائر بشرية كارثية وذلك عند تعرضها لزلزال مدمر ويحتمل حدوثه مرة واحدة في عمر المنشأة. ويمكن السماح بحدوث شقوق في الأعضاء غير الإنشائية ولكن لا يسمح بحدوث شقوق خطيرة في الأعضاء الإنشائية. أما إذا تعرضت المنشأة ذاتها لزلزال كارثي شدته عالية جداً نسبة إلى الشدة المحتمل حدوثها مرة واحدة في عمرها فيسمح بظهور شقوق (شروخ)

كبيرة نسبياً في أعضائها الإنشائية وغير الإنشائية شريطة بقاء المنشأة مترابطة ومستقرة أثناء هذا الزلزال ولا يسمح بحدوث انهيار كامل تنجم عنه خسائر في الأرواح.

قابلية الإصابة الزلزالية لأنماط المباني الشائعة في ليبيا

خلال الثلاثين سنة الأخيرة شاع استخدام البلاطات المفرغة (الهوردي) في أغلب المباني السكنية والخدمية في ليبيا وهذا النمط من البناء يعتبر ضعيفاً جداً في مقاومة الأحمال الجانبية الناجمة عن الزلازل في حال استخدامه بدون جدران قص Shear Walls حيث إن استخدام الكمرات المخفية يضعف صلابة الإطارات وبالتالي يقلل من مقاومة الأحمال الجانبية كذلك استخدام البلوك الإسمنتي في البلاطات بدون تثبيته بشكل جيد بالهيكل الخرساني يجعل هذا البلوك عرضة للانفصال والسقوط أثناء اهتزاز المنشأ، وبالتالي يزيد من احتمالية تعرض مستخدمي هذه المنشآت لمخاطر كبيرة حتى في حال عدم انهيار المنشأ. يتأثر سلوك العناصر الإنشائية بنوعية المواد المستخدمة وأبعادها وطريقة تشكيلها، بالإضافة إلى طريقة ربط هذه العناصر مع بعضها البعض وعموماً يمكن حصر الأخطاء في أنماط المباني الشائعة في ليبيا إلى أخطاء تتعلق بالشكل المعماري والإنشائي للمباني وأخطاء تتعلق بتصميم وتنفيذ العناصر الإنشائية.

أخطاء تتعلق بشكل المعماري والإنشائي للمباني

1. عدم تحقيق التماثل في كل من المستويين الأفقي والرأسي للشكل والكتل والعناصر الإنشائية فتحقيق التماثل في المساقط الأفقية والرأسية (أي في أشكال مساقط المباني) يسهم في تخفيض قابلية الإصابة الزلزالية لهذه المباني وإن لم تصمم لمقاومة الزلازل.
2. استخدام نظام الطابق الرخوSoft Story وهذا يحدث عادة عن استخدام الطوابق الأرضية للأغراض التجارية حيث يكون ارتفاع هذه الطوابق أكبر من ارتفاع باقي الطوابق مما يقلل من صلابة أعمدة هذه الطوابق ويتكون ما يعرف بالطابق الرخو.
3. وجود أو تشكيل الأعمدة والجسور القصيرة في المباني مع عدم مراعاة الحلول الإنشائية اللازمة لمعالجة هذا النوع من العناصر واستخدامالأنظمة الكابولية (الشرفات)
4. عدم استخدام الفواصل الزلزالية Seismic Joints بين المباني المتجاورة أو أجزاء المنشأ الواحد أو عدم الالتزام بالعرض المطلوب لهذه الفواصل.
5. استخدام المباني النحيفة (ارتفاعها تزيد على 4 أو 5أضعاف عرضها) دون الأخذ بعين الاعتبار لضوابط هندسة الزلازل في مثل هذا النوع من المباني.
6. استخدام مواد تشطيب ذات أوزان كبيرة (الطوب الإسمنتي – والرخام – والجرانيت – والحجر الطبيعي) دون تأمين ترابط وتماسك كافٍ بين هذه المواد وبين الهيكل الخرساني.
7. البناء فوق مبانٍ قائمة قديمة، واستخدام أنظمة إنشائية مختلفة.

أخطاء تتعلق بتصميم وتنفيذ العناصر الإنشائية

1. اغلب المباني التي يتم تنفيذها في ليبيا لم تصمم لمقاومة أحمال الزلازل.
2. عدم استخدام الأعضاء الإنشائية ذات الكفاءة العالية في مقاومة القوى الأفقية كجدران القص والإطارات الصلدة.
3. عدم تحقيق تفاصيل التسليح اللازمة لتحسين قدرة المباني على مقاومة أحمال الزلازل.
4. عدم تأمين النوعية اللازمة للخرسانة، وخصوصا في العناصر الإنشائية وغالبا ما يكون السبب الرئيسي لضعف الخرسانة هو أخطاء في التنفيذ وعدم معالجة الخرسانة بعد صبها.
5. عدم إجراء الصيانة الدورية اللازمة مما يجعل الأعضاء الإنشائية عرضه للاهتراء والتآكل والصدأ التي تنتج عن عمر المبنى والظروف المحيطة.

التوصيات

1. وضع قوانين وضوابط تلزم المهندسين والمكاتب والشركات الاستشارية بضرورة تصميم المباني لمقاومة تأثير أحمال الزلازل حيث يمكن الاعتماد على المعايير التصميمية لمشاريع الإسكان والتي قام بإعدادها جهاز الإسكان والبنية التحتية سنة 2009 Guidance Document Design Criteria for Housing Projects وهي معتمدة في الأساس على طرق ومعادلات ASCE7-05 كذلك يمكن الاعتماد على (الكود) العربي الموحد للمباني والمنشآت المقاومة للزلازل والصادر عن مجلس وزراء الإسكان والتعمير العرب.

2. عقد ندوات وورش عمل للتعريف بمخاطر وعواقب عدم تصميم المباني والمنشآت لأحمال الزلازل ووضع هيكلية لإدارة العمليات ومواجهة الكوارث.
3. عمل بحوث ودراسات للتقييم الزلزالي للمباني القائمة وتحليل قابلية إصابتها حيث تكمن أهمية إجراء هذا النوع من الدراسات في تحديد مدى إمكانية وتكلفة تقوية هذه المباني وكذلك تساهم في إعطاء المختصين وأصحاب القرار تقديرات تقريبية للخسائر المتوقعة، وبالتالي اتخاذ الإجراءات اللازمة على كافة المستويات للتخفيف من المخاطر المحتملة وذلك من خلال وضع خطط وطنية لتطوير الجاهزية على المدى الزمني القصير والمتوسط والبعيد.
4. ضرورة تدريس مقرر (تصميم المنشآت لمقاومة أحمال الزلازل) أثناء مرحلة الدراسة الجامعية الأولى (مرحلة البكالوريوس) وان لا ينحصر ذلك في طلبة الهندسة المدنية بل يجب أن يشمل ذلك طلبة الهندسة المعمارية ومن الجدير بالذكر أن توصيات العديد من المؤتمرات والندوات الدولية للحد من المخاطر وندوات ومؤتمرات هندسة الزلازل، قد أوصت بذلك.
5. التخفيف من أوزان مواد التشطيب وذلك باستخدام مواد خفيفة لتقليل من أحمال الزلازل.

المراجع

1. Ambraseys, N. N.*; Melville, C. P.; Adams, R. D. (2005),* The Seismicity of Egypt, Arabia and the Red Sea: A Historical Review*,* Cambridge University Press*, pp. 90, 91,* ISBN 978-0521020251
2. ASCE 2016. *Minimum design loads for buildings and other structureuikuuuo s,* Reston, Va.2, American Society of Civil Engineers : Structural Engineering Institute.
3. *Bosworth, W.؛ Huchon P. & McClay K.R. (2005) ؛*"The Red Sea and Gulf of Aden Basins" *Journal of African Earth Sciences ،43: 334–378.*
4. Charney H, F. A. (2020). *Seismic Loads: Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-16*, Reston, Virginia, American Society of Civil Engineers.
5. Housing and Infrastructure Board (HIB) (2009. *Design Criteria for Housing Projects.* Housing and Infrastructure Board (HIB)
6. Guidoboni E. E., A. ComastriI and G. Traina. (1994). *Catalogue of the Ancient Earthquakes in the Mediterranean Area up to the 10th Century* (ING, Roma-GA,Bologna), pp. 504.
7. International Code Council. (2018) . *International building code 2018*, Country Club Hills, Ill., ICC.
8. International Seismological Centre (ISC) (2016), *ISC-GEM Global Instrumental Earthquake Catalogue (1900–2013)*, Version 4.0,
9. Mourabit, T., Abou Elenean, K. M. (2014). *Neo-deterministic seismic hazard assessment in North Africa*. J Seismol 18, 301–318.
10. Suleiman, A. S., Albini, P., & Migliavacca, P. A. (1978). *Short introduction to historical earthquakes in Libya. Annals of Geophysics*, 47, 545-554. Sykes.

التحليل العددي لتقييم اللوحة الفولاذية الممتدة غير المتماثلة الفعالة مع وصلة شبه صلبة

بشير علي خليفة صالح[1]
1 أستاذ مساعد بأكاديمية الدراسات العليا جنزور

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو تقييم نتائج التحليل العددي لسلوك مفاصل الفولاذ وتحديدا صفيحة النهاية Asymmetric Extended End Plate Joints والتي تربط الكمرة بالعمود تحت تأثير العزوم السالبة والموجبة Sagging and Hogging Bending ودورها في جعل المفاصل أكثر مرونة ومتانة Robustness لمقاومة العزوم والقوى المحورية الناتجة من الاحمال غير المتوقعة (غير مصمم لأجلها المنشأ) سواء من الظواهر الطبيعية أو الصناعيةUnexpected Events ، تم النظر في ثلاثة أنواع من لوحات النهاية من حيث السماكة وفقا للمعايير التصميمية للكود الاوروبي في تصميم المفاصل للهياكل والمنشآت العالية 8 مم، 10مم و12 مم. في التحليل العددي تم تطبيق الإزاحة العمودية وزيادتها تدريجيا حتى الوصول إلى درجة الفشل الكلي للمفصل وتمت المقارنة بين نتائج التحليل للعينات ذات الـــ 8 والـــ 10 والـــ 12 مم وبعدد 6 مسامير في كل جانب، وتعتبر خاصية الدوران ومقدار العزوم في المفاصل Moment-Rotation Characteristics في التحليل العددي عندما يتعرض النموذج للعزوم السالبة والعزوم الموجبة Sagging and Hogging Bending Moment والاحمال مقابل الإزاحة – Force Displacement من أهم التحقيقات على تصّرف المفاصل عندما تخضع لأحمال غير مصممة لأجلها والتي تبين أيضا مقدار مرونة المفاصل التي ينتج عنها تشوه كبير عوضا عن الانهيار المفاجئ للمفاصل، والتي سيتم دراسة سلوكها بشكل عام عدديا Numerical Investigation . في هذه الدراسة قورنت نتائج التحليل وفقا لحالات التشوه في المفاصل لكل سمك والعلاقة ما بين الحمل و الإزاحة ، وعزوم الانحناء ودوران المفصل، ومن خلال هذه النتائج كانت نسبة الاختلاف متباينة ما بين المفاصل وتتجاوز 10% في نهاية الاختبار كما استخدمت في هذه الدراسة تقنية متطورة عن الدراسات السابقة، اكتشفت من نتائج مستمرة للبحث واستخدام جميع الخيارات المتاحة في النسخة التجارية الجديدة للبرمجية . ABAQUS / CAD حيث تم التركيز في هذا البحث على التحليل العددي الديناميكي Dynamic Explicit، مع الاخذ في الاعتبار البيانات والمخرجات المطلوبة في التحليل كالـــــ Frequency والـــ Interval ولدراسة تأثيرات شبكة العناصر المحدودة Meshing ، والنتائج المتحصل عليها من التحليل الديناميكي ومدى قابليتها للمقارنة في حالة العينات الفولاذية والتحليل العددي ، حيث تكون أكثر دقة في حالة محاكاة السلوك التجريبي لعينات الإطار الصلب للتحليل العددي بشكل متكامل ودقيق، كما تم تصميم أجزاء وعناصر النمذجة باستخدام طبقات متعددة ومحددة، هذا التحقيق معقد للغاية بسبب التأثيرات غير الخطية المرتبطة بـ التنبؤ بأداء المفاصل تحديدا كعيوب الهيكلية، وحالات الإزاحة النسبية في اتصال العمود بالكمرة، والخصائص غير المرنة لقطاعات الصلب، وآثار الترابط بين قطاع الكمرة وقطاع العمود ولوحة النهاية ومسامير الربط ودرجة الاحتكاك بين اللوحة الطرفية End-plate وشفة العمود Webوالتركيز على الانزلاق بين اجزاء المفصل وجوانب اخرى لها علاقة بعملية النمذجة وارتباط الاجزاء المقسمة الـــ Meshing . الورقة تعالج كل هذه المشاكل بالإضافة إلى تقييم المفصل مع اللوحة الطرفية، كما انها تقدم توصيات في استخدام تقنية النمذجة المحاكاة للحصول على نتائج جيدة في عدم وجود المعامل التجريبية، كما يمكن استخدام هذه التقنية لحل العديد من المشاكل والصعوبات التي تواجه الانشاءات بسبب أحداث استثنائية كالزلازل والأعاصير وحالات الانفجارات والحرائق. النتائج واعدة وتعطي سببًا للاعتقاد بأن تقنية النمذجة المطورة ستكون مفيدة للدراسات المستقبلية لتآكل خصائص المفاصل في حالة قوة الشد المحورية واختلاف عزوم الانحناء السالبة والموجبة والتي تتكرر من ناتج الاحمال المذكورة. التحقيقات كاملة سيتم توضيحها مرفقة بتفاصيل التحليل العددي وتفاصيل اجراء التجارب المعملية المستقبلية إضافة إلى عملية النمذجة والمحاكاة باستخدام البرمجيات-ABAQUS & LS DYNA وعمل النموذج المتطور والمناسب والمتطابق للواقع FE Modeling إضافة إلى طرح شامل للاستنتاجات والتوصيات المهمة.

كلمات دالة: المفاصل المعزولة، Dynamic Explicit، النمذجة والمحاكاة، المفاصل المركبة

مقدمة

يمكن تصنيف الوصلات الطرفية من الكمرة إلى العمود على أنها صلبة (مقيدة تمامًا) أو شبه صلبة (مقيدة جزئيًا) أو مثبتة بمسامير، اعتمادًا على نوعها وتكوينها وترتيب الوصلات، هناك حاجة إلى وصلات مقيدة تمامًا للإطارات الصلبة التي يُفترض فيها التمتع بصلابة كافية للحفاظ على وصلات الإطار في حالة احمال الخدمة على الزوايا بين الأعضاء المتقاطعة، مما يضمن نقل العزوم الكاملة، على النقيض من الإطارات شبه المستمرة، والتي تتميز بالمفاصل المقيدة جزئيًا وبالدوران النسبي الذي يحدث بين العناصر المتقاطعة بحيث لا يمكن نقل عزوم الانحناء إلا جزئيًا، و في السنوات الأخيرة، اكتسبت فكرة استخدام مفاصل مقيدة جزئيًا وغير مقواه في هياكل المباني زخمًا كبيراً نظرا لأن هذه الفكرة تبدو عملية واقتصادية، حيث يمكن أن تقاوم الأطر شبه المستمرة الأحداث الاستثنائية من خلال نقل عزوم الانحناء في المفاصل المقيدة جزئيًا، مما يسمح في نفس الوقت بدرجة معينة من الدوران والتشوه الذي يعزز أداء الدكتايل الكلي لهذه الهياكل Overall Ductile تتمثل إحدى الطرق الفعالة التي تؤثر على ليونة مفاصل الحزمة الطرفية إلى العمود في استخدام ألواح طرفية أرق من تلك المستخدمة في الوقت الحاضر في التطبيقات العملية .

في هذه الدراسة، يتم اختبار وتحليل فئة معينة من الوصلات المركبة Steel- Composite Joint من الصلب باختلاف سماكة اللوحة الرابطة ما بين الكمرة والعمود Extended End Plate بحيث يكون سمك الصفائح الطرفية مكافئًا لحوالي 40-60٪ من قطر مسامير الربط المستخدم في جميع الوصلات الفولاذية والمركبة التي تم فحصها في فئة الوصلات الفولاذية. هذه الورقة هي امتداد للأبحاث السابقة [1،2،3] حول النمذجة العددية لسلوك وصلات الإطار الفولاذي، والهدف من التحقيقات الحالية هو تطوير نموذج FEM ثلاثي الأبعاد 3D وتبسيطه قدر الإمكان ليكون موثوقاً به لتصرف سلوك المفصل الفولاذي و المركب عدديا والقادر على التقاط العوامل المهمة التي تتحكم في أداء مفاصل الصفيحة النهائية الفولاذية والمفاصل بشكل عام والتي فيها يتم اختيار سماكة الصفيحة الطرفية لتكون أقل من تلك المستخدمة في الوقت الحاضر في تفاصيل المفاصل التقليدية. النموذج الذي تم إنشاؤه في هذه الورقة الـــ FE Modeling – 3D يخص المفاصل الفولاذية، حيث تم التحقق من صحة عمليات النمذجة باستخدام البرمجيةABAQUS لكي يحاكي المفصل المصمم تجريبيا وفقا للمعايير التصميمية للكود الاوروبي [4، 5] ومقارنة النتائج التحليلية ما بين النماذج الثلاث والتي تحتوي على لوحة نهاية غير الممتدة Extended End Plate Thickness بسمك مختلف لاختيار الانسب منها من حيث المرونة والصلابة.و اللوحات الطرفية End-Plates التي تربط ما بين العمود والكمرة كمكون أساسي للمفصل، تصمم سواء على البارد او الساخن وفقا للمعايير المطلوبة لنقل أحمال الخدمة وفي الوقت نفسه قد تكون عرضة لأحمال استثنائية (خسارة عنصر في الهيكل) ينتج عنه أحمال إضافية تزيد في قوة العزوم على المفصل المتضرر وقوة افقية تنتقل تلقائياً الى المفاصل المجاورة، وتكمن قوتها حسب درجة مرونة المفصل المتضرر [3]، وبالتالي قد تكون هذه المفاصل غير قادرة على التعامل مع هذه القوى في إرسالها إلى المفاصل المجاورة مما يتسبب في انهيار جزئي او كلي للهيكل، لهذا وجب دراسة تصرف المفاصل لمثل هذه الحالات الاستثنائية .

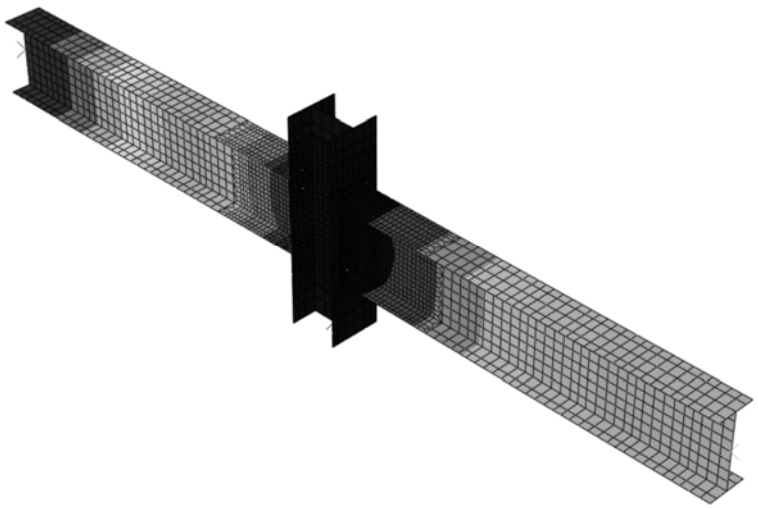
في دراسة مماثلة حول أنواع المفاصل الفولاذية المختلفة والمرتبطة بمسامير تراوحت ما بين 4 :8 مسامير لكل جهة [6، 11]، كمرحلة أولية لدراسة المفاصل بالكامل سواء كانت من الفولاذ او من الخرسانة المركبة كحل مبتكر لدراسة تصرف المفاصل تحث تأثير العزوم (السالبة والموجبة) وبأقل سماكة (Thickness) من المفاصل المستخدمة في الوقت الحاضر في هياكل الفولاذ والتي يتم تصميمها وفقا للمعايير والقياسات الدولية [4]، كانت النتائج المتحصل عليها مشجعة وخاصة للمفصل بالمكون Extended End-Plate Joint . والجدير بالذكر هو أن تصميم هذه المفاصل يتم لنقل أحمال الخدمة ومقاومة العزوم مع تجاهل تام لدرجة مرونتها عندما تخضع لتشوه من جراء التحول المفاجئ للعزوم (Sagging & Hugging) لمنح المفصل مقدار معين من التشوه مع قوة مناسبة لتتمكن من مقاومة الأحمال غير المصممة لأجلها (خسارة أحد عناصر الهيكل مثلا) بنقل جزء من الاحمال الواقعة على المفصل المتضرر إلى المفاصل المجاورة، سواء كانت هذه المفاصل من الفولاذ المجرد او من الفولاذ والخرسانة المركبة [1، 6، 10].
التركيز في هذه الدراسة على ثلاثة أنواع من المفاصل المحتوية على لوحة نهاية ممتدة من طرف واحد Extended End-Plates وبسماكة مختلفة 8، 10، 12 مم، مع الاخذ في الاعتبار لنتائج الابحاث السابقة والتي أثبتت أن سماكة لوحة النهاية التي تتراوح ما بين 50-75% من قطر مسامير الربط Bolts في المفصل المستخدم ما بين العمود او الكمرة تؤدي إلى تحسين أداء ليونة ومرونة الإطار الهيكلي عن ذلك المستخدم للوحات الطرفية الاكثر سمكًا من المعدل المذكور، تم الإثبات تجريبيا في دراسة سابقة من الآن [6].

تقييم مرونة المفاصل في هذا البحث يتم من خلال العلاقة ما بين قيمة العزوم على الكمرة Moment ومقدار دوران المفصل (زاوية الدوران (Ø)) والذي يتم حسابها عدديا من خلال البرمجية ABAQUS بخيارات عدة متاحة في البرمجية. في هذا البحث خصيصا، يتم استخدام النمذجة FE Modeling لمحاكاة السلوك التجريبي لمفاصل لوحة النهاية نوع (Extended End-plate Joints) بسماكة متعددة (8 ،10، 12 مم) و التي أثبتت الأبحاث السابقة انها

تحتوى على مقدار مهم ومتوازن ما بين المتانة والمرونة [3، 6] . كما أن الهدف المباشر من هذه الدراسة هو تطوير نماذج FE Modeling والتي يمكن الاعتماد عليها في إعادة تسجيل بعض القياسات والنتائج المهمة والتي غالبا لا يمكن الحصول عليها من نتائج الاختبارات المعملية Experimental Tests. تصميم النموذج ومحاكاته باستخدام الـ ABAQOS مطابق تماما للاختبارات والتجارب المعملية ولهذا فان النتائج مشجعة ويمكن الاعتماد عليها في حل الكثير من مشاكل الهياكل [9] ويمكن متابعة ادق التفاصيل خطوة بخطوة ابتداء من عملية النمذجة وحتى إتمام عملية التحليل كما يمكن إعادة الخطوات واستخلاص النتائج حسب أهميتها ودقة تفاصيلها.

النمذجة والمحاكاة والتقنية العددية

تم اقتراح نموذج عددي يسمح بتحليل موثوق للكمرات الفولاذية والمركبة المصنوعة من الصلب بواسطة، هذا النموذج المقترح يكون قادرًا على وصف الظاهرة الميكانيكية الرئيسية للهياكل الفولاذية تحت عزوم الانحناء وبالإضافة إلى ذلك تم اقتراح علاقة عامة لخاصية الانحناء اللحظي لنموذج الـــ FEM ثلاثي الأبعاد باستخدام الـــ ABAQUS لتحليل ثلاث كمرات بمفاصل مختلفة للوحة النهاية سمك 8 ،10 ،12 مم، وتم تصميم الحواف والويب وألواح التقوية للكمرة الفولاذية بواسطة عناصر القشرة السميكة المنحنية مضاعفًة لمكونات تبدأ من 8 عقد كما تم تصميم المسامير باستخدام خيار Rebar Layer المتاح في البرمجية الـــABAQUS ، كما طوّر نموذج الـــ FEM ثلاثي الأبعاد للنظر في السلوك الهندسي والمادي غير الخطي للكمرات المركبة المستمرة و استخدام الـــ ABAQUS للتحقق من قوة المفاصل تحت تأثير قوى الانحناء والقص، وفي الوقت نفسه استخدمت عناصر الـــ Shell Element المنحنية بشكل مضاعف ذات العقد الأربعة مع انخفاض التكامل لنمذجة الكمرة والعمود واللوحة والمسامير، والشكل.1 يوضح عرضًا عامًا ثلاثي الأبعاد للمفاصل المركبة المصنوعة من الفولاذ.



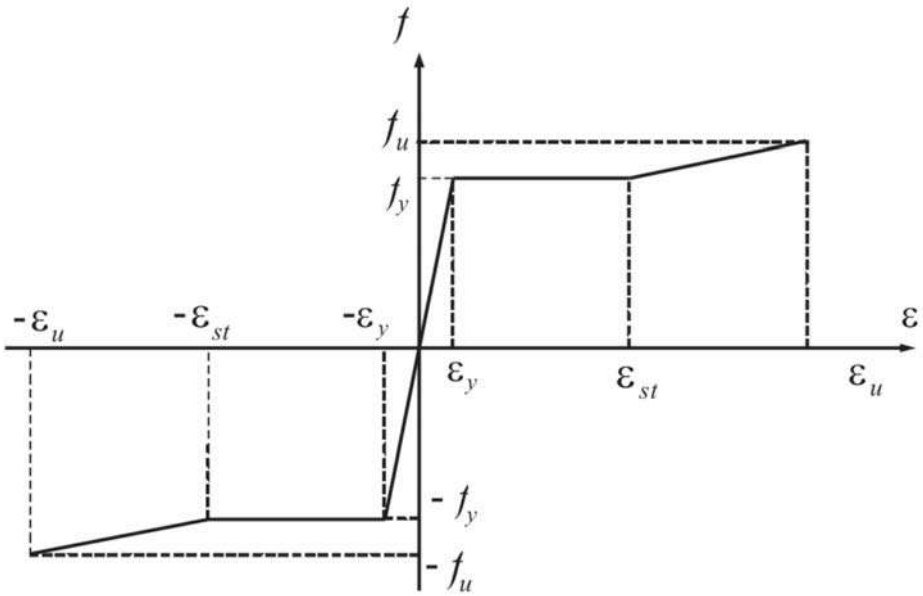
شكل 1: نمذجة المفصل المعزول لكمرة كابوليه متصلة بعمود ومربوطة بعدد 6 مسامير

ولنمذجة العينة بشكل دقيق، تم تصميم موصلات القص المسننة باستخدام عناصر الحزمة ثلاثية الأبعاد والمعيار العائد Huber-Von-Mises في التحليل غير الخطي لمعالجة مرونة المادة بخمس نقاط تكامل من خلال سماكة العنصر، وتم تطوير وصف تقنية نمذجة العناصر المحدودة FEM والمحاكاة العددية كما ورد في مقدمة هذه الورقة والتي تستند إلى حزمة .FEM ABAQUS واستخدمت تقنية النمذجة ثلاثية الأبعاد المصقولة للتحقيق عدديًا في سلوك المفاصل الفولاذية التي تم اختبارها تجريبيًا في وقت سابق من الآن [6]. تم الاخذ في الاعتبار ومراعاة كل معايير الكود الاوروبي [4] في محاكاة النموذج والتحليل غير الخطي الناتج عن سلوك المواد المستخدمة ومقاطعها ومكونات الوصلة الفولاذية والمفصل هندسيا وجميع عمليات المحاكاة والنمذجة ومقدار الإزاحة من ناتج الأحمال الرأسية وفقا للاختبارات المعملية السابقة والمعايير الدقيقة لعمل النمذجة لمكونات النموذج من الكمرة إلى العمود.

نمذجة مكونات الفولاذ الإنشائي

استخدمت عناصر الغلاف الرقيقة Shell Element المكونة من أربع عقد مع تكامل منخفض لكل عقدة (DOFs) ونمذجة جميع مكونات الكمرة الفولاذية والعمود واللوحة النهائية (S4R5) في هذا البحث، كما استخدمت نماذج اللدونة الثلاثية من النوع البلاستيكي المرن مع تصلب الإجهاد لتأثيرات المواد غير الخطية التي تحدث في جميع مكونات الكمرة والعمود واللوحات الطرفية، كما هو موضح في منحنى الإجهاد والانفعال المثالي في الشكل 2 ، ويستخدم فيما بعد للتمثيل اللاخطي للعناصر المحدودة ولنمذجة العناصر المحددة الهيكلية لسلوك العناصر بشكل خاص، كما تمت نمذجة مادة المسامير باستخدام الخاصية ثنائية الخطوط والممغنطة والاحتكاك ما بين الصفيحة وشفة العمود Column Extended End-plate & Flange .

متوسط القيم العددية لصلب القطاعات وخصائص المسامير، المستخدمة في النمذجة اختبرت تجريبيا في معمل عينات المواد [1] لاستخدامها لاحقا في التجارب المعملية لغرض المقارنة بالنتائج المتحصل عليها في هذا البحث، وخصائص المواد المختبرة للمفصل مبينة في الشكل 2. والجدول 1.



شكل 2 :علاقة الإجهاد والإنفعال المثالية لمكونات الهيكل الفولاذي

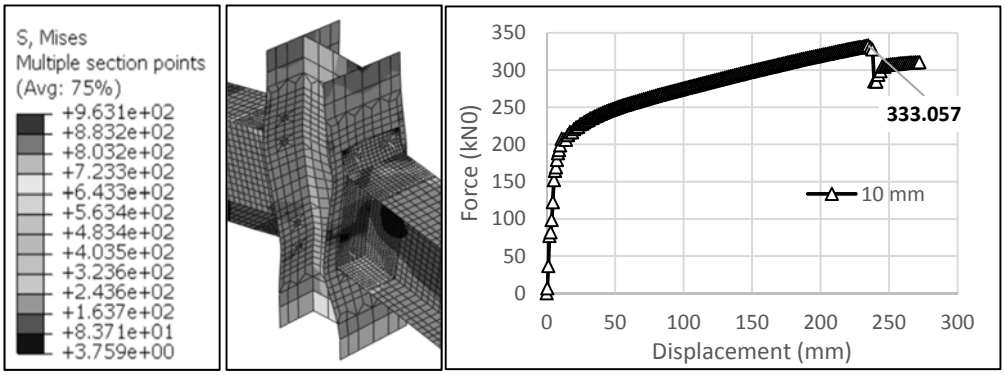
نتائج نمذجة العناصر المحدودة والتحقق من صحة التقنية المستخدمة

كما سبق الإشارة إلى أن الهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو تتبع سلوك وصلات الفولاذ من الكمرة إلى العمود المثبتة بمسامير بسمك مختلف للوحة الطرفية الممتدة extended end-plate ، والتأكيد على النتائج المتحصل عليها في تقييم المفاصل الفولاذية والمركبة ودرجة مقاومتها للأحمال الاستثنائية والتي يوجد بها توازن ما بين قوة المفصل ودرجة المرونة العالية [6] ، وفقًا لما تم وصفه سابقًا، تم نمذجة ثلاث عينات للمفاصل تختلف عن بعضها البعض فقط بدرجة سماكة لوحة النهاية 8، 10 ، 12 مم و باستخدام الـــ ABAQUS تم تطبيق الأحمال الثابتة بشكل متزايد على العينات من خلال التزايد اللحظي للإزاحة الرأسية في نهاية الكمرة من الطرفين، وتم اعتماد تحليل Dynamic Explicit لجميع عمليات المحاكاة العددية.

جدول1: يوضح متوسط قيم خصائص الفولاذ المستخدم في مكونات الوصلات

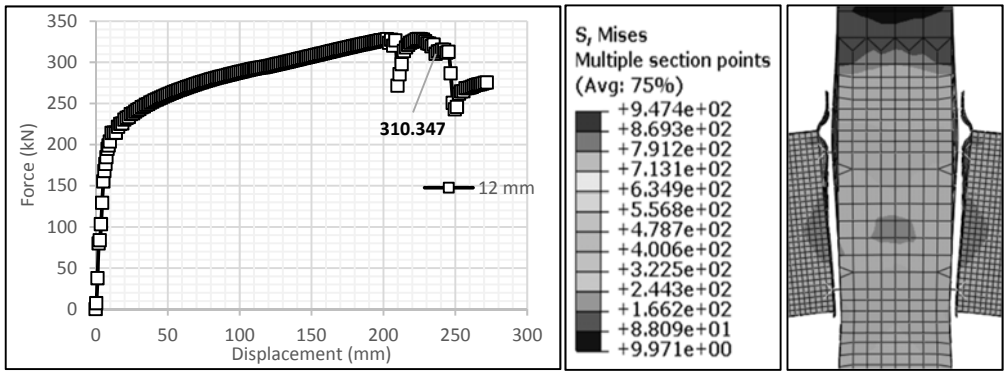
Component مكونات العينة	Steel Grade	E (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ε_{st}	ε_u
Column section HEB مقطع العمود	S235JR	210000	300.6	424.1	0.014	0.372
Beam section IPE مقطع الكمرة	S235JR		321.3	434.9	0.015	0.333
End-plates 12 mm لوحة النهاية سمك 12مم	S235JR		352.1	465.8	0.017	0.205
End-plates 10 mm لوحة النهاية سمك 10مم	S235JR		318.0	454.4	0.015	0.307
End-plates 8 mm لوحة النهاية سمك 8مم	S235JR		284.7	397.6	0.014	0.392
Bolts المسامير	10.9		940	1040	–	0.09

وقدمت نتائج النمذجة العددية في شكل منحنيات تمثل انحراف الأحمال المقابلة لإزاحة Force-Displacement، والخصائص المقابلة لدوران المفصل وعزوم الانحناء Moment -Rotation، وتتم مقارنة نتائج تحليل FEM لكل المفاصل المختلفة في سماكة لوحة النهائية للخروج بنتائج تقييم المفاصل من حيث درجة الليونة و درجة المتانة، ونظرًا للترتيب المتماثل للعينات المختبرة والاستجابات المتشابهة عمومًا للمفاصل على كل جانب من جوانب عمود العينة ، فإن المنحنيات التي تم الحصول عليها عدديا تأتي من متوسط قيم القياسات المسجلة للمفاصل الموضوعة على جانبي العمود . والشكل. 3 يوضح التشوه الحاصل للمفصل نموذج 12 مم ودرجة الفشل وشكل التشوه حيث ان متانة هذا المفصل كبيرة في المقابل ليونة اقل، القوة مقابل الإزاحة وفي للنتائج كانت (كيلو نيوتن333.075-210مم).



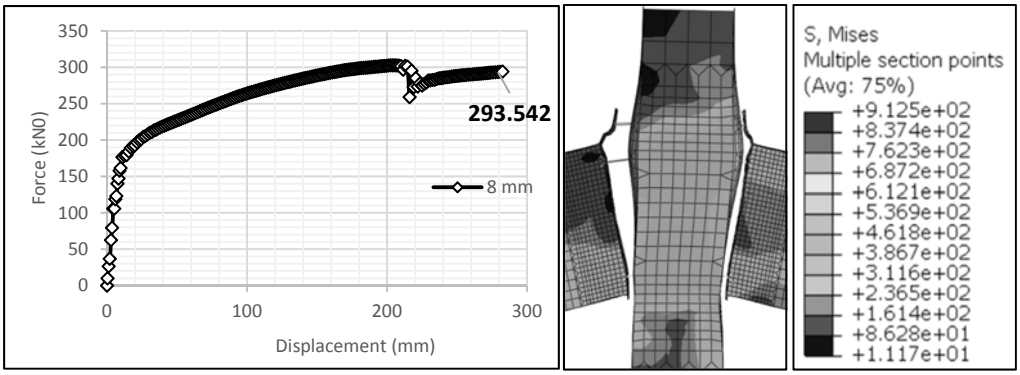
شكل 3: تفاصيل حول متانة ومرونة المفصل نموذج 12مم وشكل التشوه وقيم الإجهاد والعلاقة ما بين الحمل والتشوه

درجة الفشل في المفصل نموذج 10 مم وشكل التشوه موضح في شكل. 4 حيث ان متانة هذا المفصل بدرجة أقل من المفصل نموذج 12مم مع الزيادة النسبية في درجة مرونة المفصل، النتائج وفقا للتحليل العددي كانت (كيلو نيوتن 310.347 -220مم) القوة مقابل الإزاحة، والشكل. 3 يوضح أكثر التفاصيل.



شكل 4: تفاصيل حول متانة ومرونة المفصل نموذج 10مم وشكل التشوه وقيم الإجهاد والعلاقة ما بين الحمل والتشوه

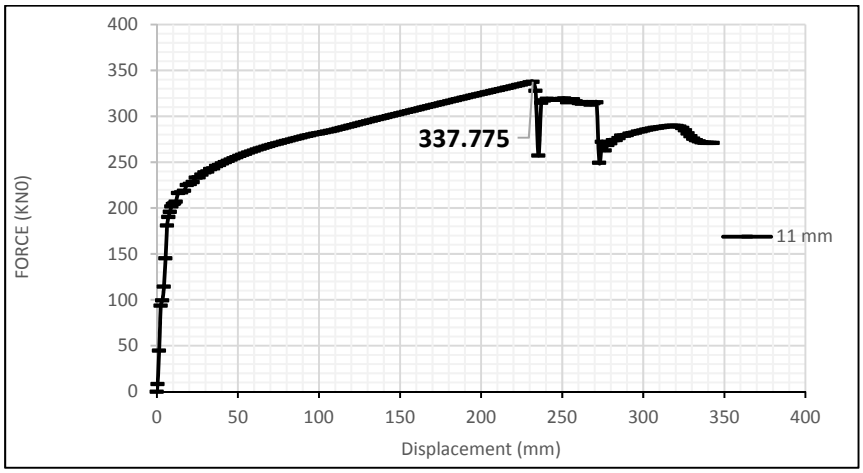
الشكل 5. للمفصل نموذج 8 موضحا مقدار تشوه لوحة النهاية عند مرحلة الانهيار الكلي للمفصل ودرجة الفشل وشكل التشوه الدقيق حيث إن متانة هذا المفصل هي الأضعف مقارنة بباقي المفاصل المختبرة في المقابل ليونة أكثر مع نفس المفاصل المقارنة تحليلا عدديا. النتائج وفقا للتحليل العددي FEM كانت (كيلو نيوتن 293.542 -285مم) القوة مقابل الإزاحة،الشكل.



شكل 5: تفاصيل حول متانة ومرونة المفصل نموذج 8مم وشكل التشوه وقيم الإجهاد والعلاقة ما بين الحمل والتشوه

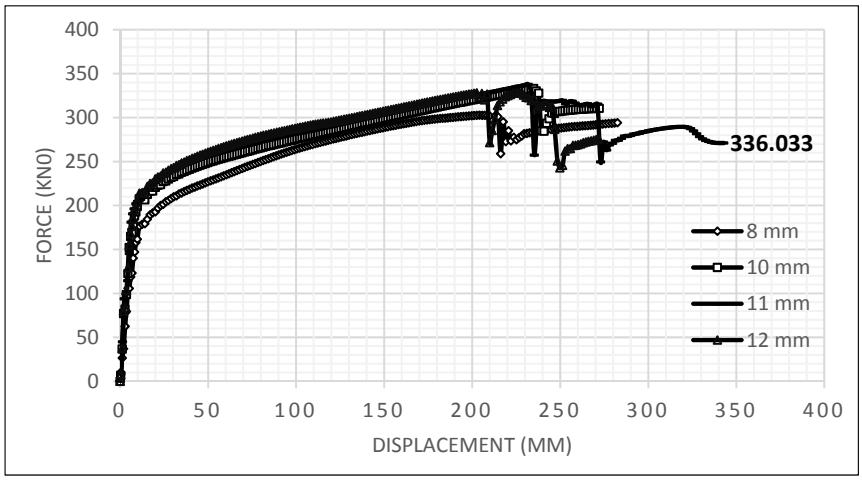
مقارنة النتائج العددية

عند المقارنة الأولية للمفاصل موضوع التحقيق (مفاصل بسمك متغير للوحة النهاية) من حيث القوة مقابل الإزاحة وجد أن مفصل الـ 8 مم ضعيف نسبيا مقارنة بالمفصلين 10، 12مم حيث كانت القوة مقابل الإزاحة تساوي كيلو نيوتن 293.542 -285مم في المقابل نجد أن المفصل بسمك 12مم كان أكثر المفاصل متانة (كيلو نيوتن333.05-210مم) وخاصة عندما يتعرض المفصل للعزوم السالبة كما هو موضح في الشكل .5 ، أما عند حدوث انهيار للعمود ويتغير العزم إلى عزم موجب فتكون قوته اقل وهي مساوية تماما للمفصل ذي 4 مسامير Flush End-Plate الذي سبق التحقيق فيه في وقت سابق من الآن [10]. أما عند مقارنة المفصل 12مم بالمفصل 10مم نجد أن القوة المتعرض لها المفصل 12مم أو قوة تحمله حتى درجة الانهيار تساوي كيلو نيوتن 333.057 مقابل إزاحة مقدارها 210مم وفي المقابل فإن المفصل 10مم نتائجه أقل قوة مع إزاحة (تشوه) أكبر (كيلو نيوتن 310.347 -230مم). وعلى هذا التدرج في تحليل المفاصل بالنسبة لسماكة لوحة النهاية (12مم، 10مم، 8مم) وحيث إن الهدف من البحث هو معرفة تأثير لوحة النهاية end-plates من حيث القوة الكافية والمرونة المطلوبة فإن المفصل بسمك 10مم هو الأقرب في النتائج للهدف من البحث. وهذا يعطي دافعاً لاستخدام نموذج أخر بسماكة 11مم للوحة النهاية حيث اثبتت نتائجه أكثر فعالية في التحقيق، فكانت قوة تحمل المفصل للإزاحة تساوي (كيلو نيوتن 337.775 - 255مم) فهذا قد يكون الأقرب للجمع ما بين قوة المفصل ومتانته مع مرونة وتشوه أكثر، والشكل. 6 يوضح العلاقة ما بين القوة والإزاحة للمفصل 11مم.



شكل 6: يوضح المفصل سمك صفيحة النهاية المستوية 11مم والعلاقة ما بين الإزاحة والأحمال

الشكل .7 يوضح مقارنة ما بين جميع المفاصل (12مم،11مم، 10مم، 8مم) من حيث علاقة القوة مقابل الإزاحة، ومنه يتأكد قوة ودرجة الإزاحة والتشوه المناسبة للمفصل 11مم حيث اتبت أنه كلما كان هناك توازن ما بين مقدار تحمل المفصل (القوة) ومرونة وتشوه أكبر (إزاحة) كانت النتائج جيدة في تصميم المفاصل العرضة لأحمال استثنائية وغير مصمم لأجلها الهيكل بالكامل ، بحيث يتعرض المفصل إلى تشوه بدون انهيار مع نسبة مرونة مناسبة تجعله يسمح بتحويل جزء من الأحمال المستجدة من ناتج الأحداث الاستثنائية (انهيار عنصر مثلا) إلى المفاصل المجاورة وبالتالي تتوزع هذه الاحمال على كل المفاصل المجاورة بالتساوي نسبيا ، بحيث يتحمل كل مفصل جزءاً بسيطاً فقط من الاحمال المستجدة (الاستثنائية) وهذا يجنب الهيكل الانهيار المفاجئ على عكس حالة تمركز كل الاحمال على مفصل واحد وبالتالي فأن قوته (المفصل) لا تساعده في نقل أحمال الخدمة والأحمال المستجدة (غير مصمم لأجلها) وبالتالي قد يكون عرضة للانهيار المفاجئ سواء المفصل المتضرر أو المفاصل المجاورة، وشكل 8 يوضح تشوه المفاصل وقيم الإجهاد للوحة المستوية بسمك 8مم، 10مم،12مم على التوالي).



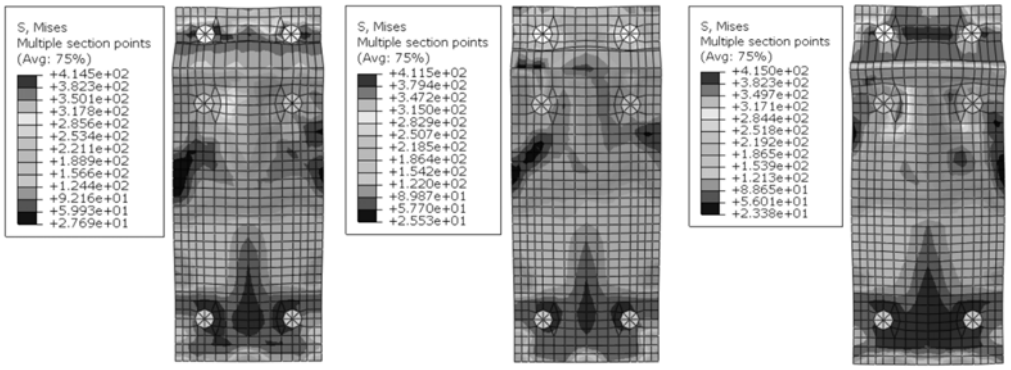
شكل 7: العلاقة ما بين الإزاحة والأحمال للمفاصل (سمك صفيحة النهاية المستوية 8مم، 10مم،11مم،12مم)

ومن خلال النتائج المتحصل عليها في هذا البحث ونتائج الوصلات الفولاذية السابقة [9 ، 10] سيتم التحقق منها فيما بعد من أجل مقارنتها مع الوصلات المركبة (فولاذ – خرسانة)، والهدف من هذه المقارنة هو التنبؤ بالزيادة في صلابة وقوة الوصلات الفولاذية عندما يتم تحسين أدائها عن طريق تحميلها ببلاطة خرسانية في الموقع على قوالب صفائح مضلعة لمحاكاة سقف فولاذي – خرساني مركب Steel- Concrete Composite Joints ، وعند ضمان عملها من خلال دعامات القص الملحومة بعوارض فولاذية، كما ثبت من خلال الاختبارات المبدئية أن الوصلات المركبة من الكمرة إلى العمود تكون أقوى من نظائرها الفولاذية على الرغم من تشقق اللوح الخرساني المضاف عند

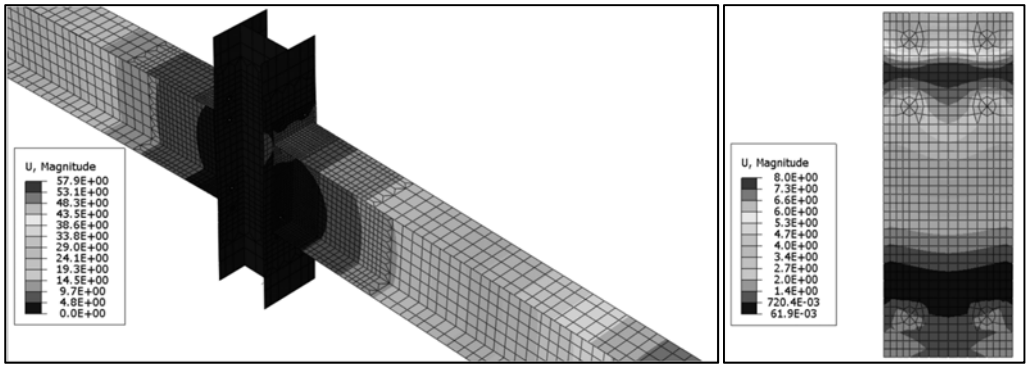
تعرضه للشد بسبب عزوم الانحناء السالبة والموجبة وهذا الذي سيتم التحقيق فيه قريبا [9]. في الشكل 9، والشكل 10. يوضح للمفصل 11مم ولوحة النهاية Extended end-plate ومقدار التشوه والإزاحة الواقعة على المفصل.

جدول 2: يوضع مقدار العزوم (M) ودوران المفصل (Ø) ودرجة قوة المفصل مقابل التشوه(Load - Displacement)

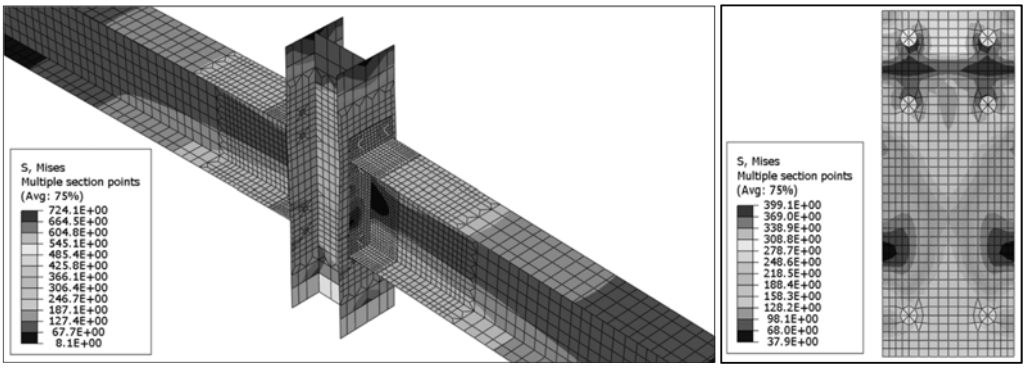
Joint Type	Bending Moment (kNm)	Rotation (Ø)	Force (kN)	Displac-ement (mm)
Extended End-Plate 12mm	140	30	333.057	209
Extended End-Plate 10mm	137	33	310.347	223
Extended End-Plate 8 mm	123	37	293.542	255
Extended End-Plate 11 mm	138	35	337.775	245



شكل 8: يوضح تشوه المفصل وقيمة الإجهاد (سمك صفيحة النهاية المستوية 8مم، 10مم،12مم على التوالي)



شكل9: يوضح مقدار الاحمال - الإزاحة لجسم الكمرة والمفصل وأيضا لوحة النهاية المسطحة سمك 11مم



شكل 10: يوضح توزيع قيمة الاجهاد لجسم الكمرة والمفصل وأيضا لوحة النهاية المسطحة سمك 11مم

الاستنتاجات

تعتمد فكرة إنشاء نموذج FE لفئة الوصلات الفولاذ ببساطة على امتداد تقنية النمذجة التي طورت مؤخرا في [9 ، 10، 11] المفاصل الفولاذية، عن طريق إضافة عناصر مهمة تحسن من أداء عملية النمذجة واستخلاص النتائج، هذه العناصر مصممة على غرار الخيارات المتاحة في ABAQUS ، فنموذج النمذجة (F E M) الذي تم تطويره مسبقًا للمفاصل الفولاذية، يجعل من التحليل بالنمذجة ومقارنته بالنتائج المعملية لسلوك المفصل سواء كان الفولاذ أو المركب (خرسانة – فولاذ) متالياً ويعتمد عليه وهذا الذي تحقق في هذا البحث مع مواصلة اختيار عناصر النمذجة وتطويرها لتحقيق نتائج دقيقة، كما يمكن استخدام نموذج FEM الذي تم معايرته بشكل صحيح لإجراء مزيد من التحقيق في السلوك المشترك دون الحاجة إلى اختبارات معملية باهظة الثمن وتستغرق وقتًا طويلاً.

يمكن أن تؤثر العديد من العوامل بشكل كبير على سلوك مفاصل لوحة النهاية الطرفية End-Plate مثل حجم اللوحة وشكلها (Flush, Extend or Symmetric Extended) وسمكها وترتيب مسامير الربط بالعمود وعددها، و للتأكيد على آثار نتائج سلوك المفصل الفولاذي من حيث المعايير المذكورة، اجريت بعض المقارنات الأساسية فيما يتعلق بالعلاقة Lode - Displacement لكل نموذج حيث هذه العلاقة تمثل المعيار الرئيسي لسلوك مفصل الإطار الهيكلي، كما تتعلق المقارنة الأولى التي تم إجراؤها بتأثير نوع اللوحة الطرفية وسمكها على سلوك المفاصل الفولاذية باختلاف سمك لوحات النهاية، والسمك المختلف للوحة الطرفية (8 مم و 10 مم و 12 مم)، المقارنة التي تمت ونتائجها تعتبر جيدة ومبشرة .

ومن خلال الشكل .7 تشير هذه المقارنة إلى أنه بالنسبة لنفس النوع من الصفائح الطرفية Extended End-Plate Joint، فإن تغيير سماكة اللوحة الطرفية في نطاق 40٪ -60٪ من قطر المسامير له تأثير على سلوك المفصل الفولاذي ومن ناحية أخرى تتمتع الوصلات الطرفية الممتدة Extended End-Plate بقدرة عزم أعلى إذا ما قورنت بمفاصل الصفيحة الطرفية المتدفقة Flush End-Plate [10، 11].

يمكن الاستنتاج أن ارتفاع الصفيحة الطرفية له تأثير ملحوظ على سعة العزوم Bending Moments لنوع مفصل معين، متى قورنت بالصفيحة القصيرة ذات الـــ 4 براغي [11] هذا بالنسبة للمجموعة الثانية من العينات المستخدمة في التحليل العددي، كما لوحظ نفس الصلابة الأولية تقريبًا للعينات الثلاث ذات سمك مختلف للصفائح النهائية.

من أجل تحقيق سلوك الـــDuctile Behaviour لمفاصل الصفيحة الطرفية الفولاذية، فمن الضروري ضمان عملية إعادة توزيع الضغط بين المكونات المشتركة للمفصل بناءً على الملاحظات المسجلة من التحليل العددي الذي تم إجراؤه والذي سيتم تأكيده في الاختبارات التجريبية التي نسعى لإجرائها، كما يمكن الاستنتاج أن استخدام الألواح الطرفية الرقيقة ومتوازنة المرونة يمكن أن توفر ظروفًا مفيدة لعملية إعادة التوزيع غير المرنة في المفصل، كما يمكن إعادة توزيع القوى الداخلية ويمكن تطبيق عزوم الانحناء التكميلية على المفصل ليتم حملها بواسطة أجزاء الأعمال الفولاذية التي قد تصل بدورها إلى مقاومات التصميم الخاصة بها كما يوصى بزيادة حجم موصلات المسامير والسماح بتطبيق لوحات نهاية رفيعة السماكة لتظهر تشوهات أكبر للوحة الطرفية قبل حدوث ضغوط كبيرة في موصلات صفوف المسامير الخارجية المعرضة للشد، وبالتالي يحدث الانهيار المفاجئ للمفصل.

المراجع

1. SALEH B. 2013, Modelling of Beam-to-Column Joint of Steel-Concrete Composite Frames Subjected to Standard and Extreme Load Combinations. PhD thesis, WUT.
2. SALEH. B, 13-15 May 2015, Moment-Rotation Characteristic of Joints of Steel-Concrete Composite Frame under Exceptional Events, IABSE Nara, pp. 504-505
3. Gizejowski M. A., Kwasniewski L., Saleh B., Balcerzak M., 2012, Numerical Study of Joint Behaviour for Robustness Assessment, Applied Mechanics, Trans Tech Publ, vol. 166, pp. 3114.
4. Eurocode 3: EN 1993-1-8, 2005, Design of steel structures, Part 1-8: joints Design. CEN, Brussels.
5. Eurocode 4: EN 1994-1-1: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, Brussels.
6. B. SALEH, 2016, Experimental investigation for the steel-concrete composite joints subjected to in exceptional load, 6th Conference of Building Materials and Construction, Ghryan, Libya.
7. ABAQUS, User's Manual, Hibbit, Karlsson and Sorenson Inc. 2006, Providence, RI.
8. Hallquist J. O., LS-DYNA, 2007, Keyword User's Manual, Version 970, Livermore Software Technology Corporation: Livermore, California.
9. Bashir Saleh, February 2-5, 2020, Numerical Study of Four Bolts End-Plate Joint Behaviour for Robustness Assessment. International Conference on Civil Infrastructure and Construction, Doha, Qatar.
10. بشير صالح، عزالدين الهادي، 2020، التحقيقات العددية حول تأثير سماكة لوحات النهاية في مرونة مفاصل الهيكل الفولاذي، المؤتمر الدولي الثالث للعلوم التقنية ICTS2020، الهيئة الوطنية للتعليم التقني، طرابلس ليبيا.
11. بشير صالح، 2018، التحقيقات العددية في المفاصل المنعزلة تحث تأثير العزوم السالبة والموجبة، المؤتمر السابع للهندسة الإنشائية، البيضاء، ليبيا، الصفحات 102-90 .

تحليل وتصميم القواعد المنفصلة، المشتركة، والمستمرة، دراسة مقارنة.

مصطفى قشقش[1]، عبد العزيز الشاوش[2]
1 أستاذ مساعد في الهندسة المدنية، جامعة طرابلس، ليبيا
2 مهندس، جامعة طرابلس، ليبيا

ملخص

تحوم التساؤلات، ويستمر الهاجس الدائم لدى المصمم الإنشائي؛ والذي يتمثل في مدى سلامة ما أقدم تواً على تصميمه، وإلى أي حد قد تؤول كل هذه الأرقام للواقع التنفيذي. نتعرض هنا لأحد الأعضاء الأساسية في عملية نقل الأحمال بالمنشآت الخرسانية، ذاك العضو المسؤول عن استقبال كل الأحمال المسلطة على جميع أعضاء المنشأ، ونقلها بسلاسة وأمان إلى سطح الأرض ومنه إلى باطنها، ألا وهي القواعد.

تعطي هذه الدراسة سنداً لكل مصمم؛ بعرضها مقارنة تفصيلية لآليات التحليل الجاسئة اليدوية التقليدية للقواعد المنفصلة، والمشتركة، والأخرى المقترحة من قبل المعهد الأمريكي للخرسانة (ACI-318)، ومدى ملاءمة نتائجها للقيم التقديرية المتحصلة بواسطة تمثيل نماذج ثنائية وثلاثية الأبعاد، باستخدام طريقة العوارض/الصفائح على أساس مرن. تم تحليل هذه النماذج بكلا نوعيها بواسطة طريقة العناصر المحدودة متناهية الصغر (Finite Element Method) كوسيلة تحليلية، ومراقبة أسلوب عملها وانسياب الأحمال بين أجزائها.

النتائج الأولية تشير إلى بعض القصور في نتائج التحليل الإنشائي جرَّاء استخدام طريقة التمثيل الجاسئة، والأخرى المقترحة من قبل المعهد؛ مقارنةً بأخرى مُرضية نتيجة استخدام مفهوم الكمرة على أساس مرن في تحليل القواعد كحل بديل. كما تم التوصل للحالات التي يكمن التدني في تقدير سلوكها، والأخرى المبالغ في تقديرها وذات الطابع التحفظي لكلتا الطريقتين؛ التقليدية والمقترحة على حدٍّ سواء.

كلمات دالة: ألعوارض المحملة على أساس مرن، طريقة التمثيل الجاسئة، لقواعد المستمرة ،الصفائح المحملة على أساس مرن، النمذجة ثنائية وثلاثية الأبعاد ، لجنة ACI رقم 436، طريقة العناصر متناهية الصغر.

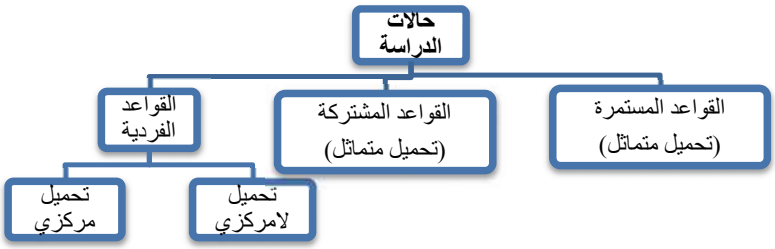
مقدمة

معظم وأغلب هياكل البنايات في عهدنا الحالي هي هياكل خرسانية مسلحة؛ ومن المتعارف عنه فإن أجزاء الهيكل التي تعلو مستوى الأرض يسمى بالبنية الفوقية، بينما تسمى جزئية الهيكل القابعة أسفل مستوى الأرض بالبنية التحتية، أو يمكن الإشارة إليها أيضاً بمسمى الأساسات، فالأساس إذا هو ذلك الجزء من الهيكل الذي يكون على اتصال مباشر بالتربة. الهياكل الخرسانية تتكون من أجزاء رئيسية مختلفة تعمل معًا لمقاومة الأحمال المطبقة عليها ونقلها بأمان إلى التربة أسفلها. بشكل عام؛ يتم نقل الأحمال المطبقة على بلاطات المباني إلى التربة عبر الكمرات، والأعمدة، والقواعد؛ ويشمل ذلك نقل الأحمال بأنواعها الرأسية، والأفقية، والعزوم على حدٍّ سواء.

وبسبب ضغط التربة أسفل القواعد، وجميع الأحمال المتمثلة في عزوم الإنحناء، وقوى القص أعلاها؛ يتحتم علينا تحليل جميع هذه القوى بأعلى قدر ممكن من الدقة، حتى يتسنى لنا تصميم هذه القواعد ومقاومة جميع تلك القوى المطبقة بشكل المطلوب[1] .

في هذه الورقة، سيتم تحديد القوى الداخلية، والضغوطات أسفل أنواع مختلفة من القواعد باستخدام بعض تقنيات التحليل، حيث سيتم التحقق من القواعد الفردية، والمشتركة، والمستمرة (ذوات الثلاثة أعمدة) باستخدام طرق التحليل اليدوي، وتقنيات التحليل البرمجية وبمساعدة برنامج (SAP2000) الذي يستخدم مفهوم العوارض/الصفيحة على أساس مرن عند التعامل مع النمذجة ثنائية وثلاثية الأبعاد لكل قاعدة على التوالي، وبحالات التحميل المختلفة لكل منها.

حالات الدراسة



شكل 1: تفصيل لحالات القواعد المدرجة بالدراسة

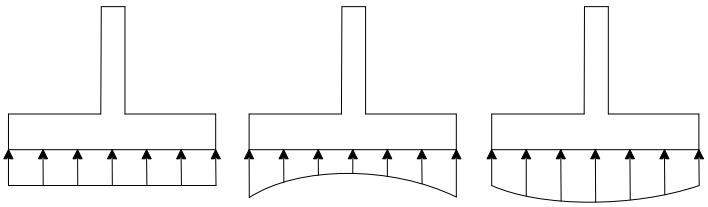
يعتمد إجراء التصميم للحالات في شكل1 على كود البناء الخاص بمعهد الخرسانة الأمريكي ACI-318-14

آليات التحليل المتبعة في الدراسة

آليات التحليل الجاسئة اليدوية

يعتمد توزيع ضغط التربة تحت القاعدة بشكل أساسي على نوع التربة، والجساءة النسبية للتربة وبلاطة الأساس. يكون توزيع الضغط أسفل القواعد الخرسانية المدرجة أعلى أساس من الرمل مشابه للشكل (2-أ) تميل الرمال القريبة من حواف القاعدة إلى النزوح جانبًا عند تحميل القاعدة، مما يتسبب في انخفاض ضغط التربة بالقرب من هذه الحواف. ومن ناحية أخرى، فإن توزيع الضغط تحت قاعدة على أساس طيني المشابه للشكل (2-ب) وعندما يتم تحميل القاعدة، تنحرف التربة الموجودة أسفل القاعدة في انخفاض على شكل وعاء، مما يخفف الضغط أسفل منتصف القاعدة.

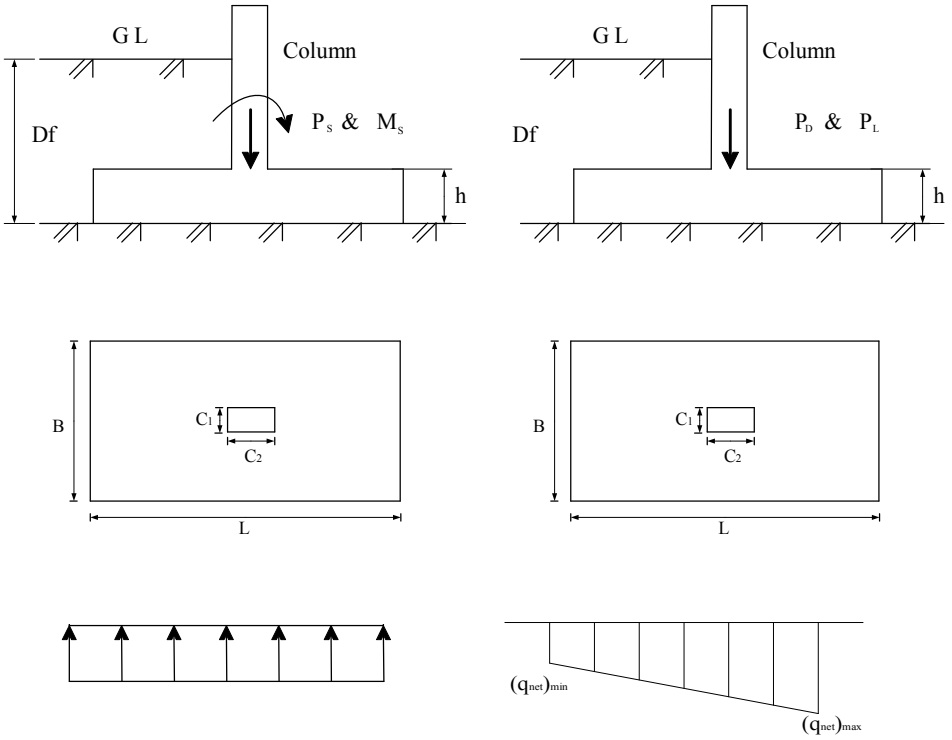
لأغراض وأسباب إنشائية، من المعتاد تصميمياً إفتراض أن ضغوط التربة منتظمة أو متغيرة بشكل منتظم إستنادًا على ما إذا كان الأساس يدعم التحميل المتماثل أو اللامركزي بطريقة تجعل إجهادات التربة العمودية الناتجة متداخلة مع القوة الهابطة الناتجة والمشابهة للشكل(2-ج) [2].



أ. التحميل على الرمال. ب. التحميل على طين. ج. التوزيع المنتظم.

شكل 2: توزيع ضغط التربة تحت القواعد

القواعد المنفصلة (التحميل المركزي واللا مركزي) -- يستخدم هذا النوع من القواعد كأساس للأعمدة الخرسانية، والمسافة بين الأعمدة كبيرة، وتتخذ عدة أشكال المستطيلة منها والمربعة في المسقط الأفقي، بالنسبة لهذه الدراسة ينشطر هذا النوع من القواعد لقسمين، تحميل مركزي (قوة رأسية فقط)، وأيضًا تحميل اللامركزي (عزم + قوة رأسية)، يتم تحليلها بنفس المبادئ والأساليب المقترحة من ال***ACI***، ولكن مع شكل وتوزيع ضغط مختلف، كما هو موضح في الشكل (3).

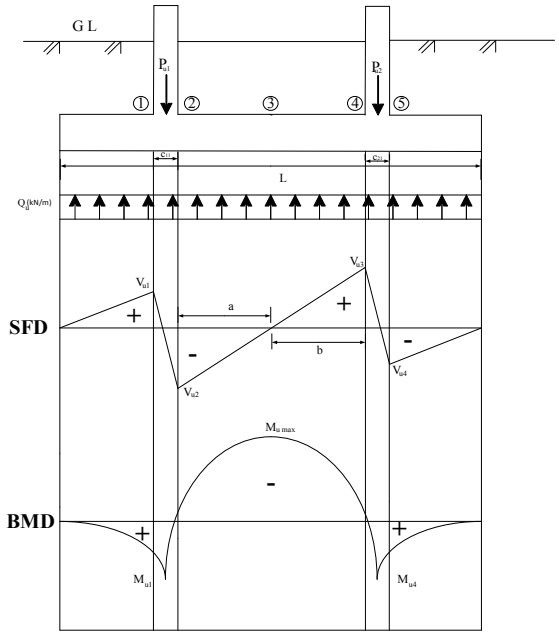


شكل 3: آلية تحميل وتوزيع الضغط أسفل كل من التحميل المركزي واللامركزي

القواعد المشتركة -- يمكن استخدام القاعدة المشتركة في الحالات التالية:

- عمودان قريبان جدًا من بعضهما حيث لا يمكن استخدام قاعدة واحد منفصلة لكل منهما.
- عندما يكون أحد الأعمدة قريبًا جدًا من حدود الملكية أو صرف صحي.
- حيثما تكون القدرة التحمّلية لتربة منخفضة إلى حد ما.

في هذه الحالة، يمكن دمج قاعدة العمود الخارجي مع قاعدة العمود الداخلي، كما هو مرفق في الشكل (4)، وقد تكون مساحة القاعدة المشتركة تكافيء هبوطاً موحداً، عن طريق جعل النقط الوسطى لها تتزامن مع نتيجة أحمال العمود المدعومة بالقاعدة [3].



شكل 4: آلية تحميل وتوزيع الضغط ورسم توضيحي لتوزيع قوى الشد والعزوم بالقواعد المشتركة

القواعد المستمرة -- القواعد المستمرة هي ذلك النوع من القواعد التي تحتوي على ثلاثة أعمدة أو أكثر يجمعها خط عمل واحد، وهذه القواعد تستخدم عند:

- قرب عمود خارجي من حدود الملكية؛ وعند غرابة النتائج في حال تطبيقها كقاعدة منفصلة.
- تداخل الضغوط من إتجاهين أو أكثر تحت القاعدة مما يفرض تجنب استخدام القواعد الفردية.
- تداخل القواعد، حيث ينفذ أساس إقتصادي موحد لتجنب الحصول على نسب هبوط متفاوته.

عندما لا تستوفي ظروف التربة بمتطلبات الصلابة المطلوبة بسبب الضعف النسبي لمقاومة الانحناء للقاعدة فوق الأساسات، أو بسبب وجود بقع تربة ضعيفة تحت القاعدة، فإن معاملة القاعدة على أنها جاسئة في هذه الحالة قد يؤدي إلى حالة خطيرة للغاية [4]. وبناءً على ذلك، فإن التعامل مع القاعدة تحليليًا على أساس عوارض/صفائح محملة على أساس مرن ليكون واقعياً وآمناً وإقتصادياً في آن واحد [4].

من الناحية التاريخية، هناك ثلاث طرق أساسية لمشكلة العوارض المطبقة على أساس مرن:

1. يعامل ما يسمى بنهج **Winkler**، الذي اقترحه **E. Winkler** في عام 1867م، كتلة التربة التي تدعم الأساس كسلسلة من النوابض التي يعتمد عليها العضو الهيكلي (**Winkler Foundation**)، والتي تعتمد عليها طريقة (**Finite Difference method**) بشكل كبير.
2. تنسب هذه الطريقة إلى **Biot** 1937م مع تحسين من قبل **Ohde**، ويعامل بحر الأساس على أنه مادة صلبة مرنة.
3. أما الثالث فيحل المعادلة التفاضلية لمشكلة تفاعل بنية التربة.

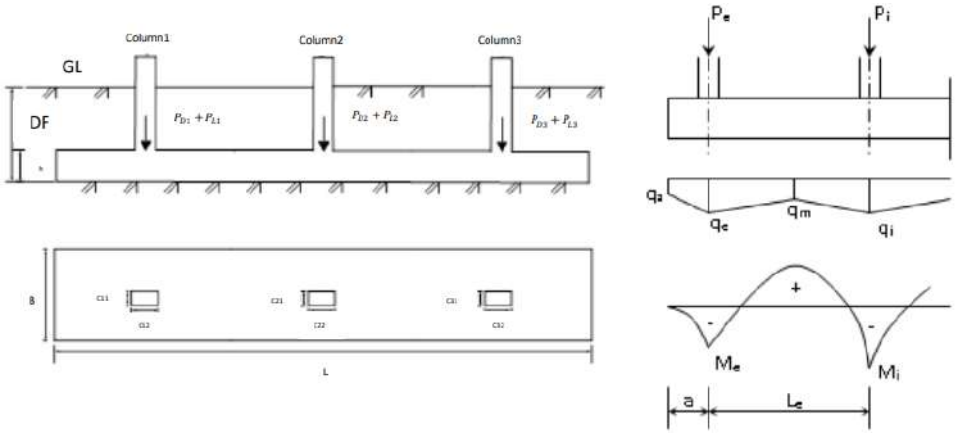
يمثل كل من الحلول الثلاثة المذكورة سلفًا النطاق الخطي لسلوك التربة، أي؛ للانحرافات البسيطة فقط.

ساهم هيتني في عام 1946م بنص كامل للحل الثالث مع أخذ شروط الحدود المتفاوتة في الاعتبار. علاوة على ذلك، دعمت العديد من المناشير [4،5،6،7،8،9] استخدام مفهوم العارضة على أساس مرن. يتمتع هذا المفهوم بميزة تطوير قيم أكثر واقعية لعزوم الانحناء وقوى القص في القواعد؛ لأنه يمثل آثار الهبوط التفاضلي لمزيد من الأمان في التصميم، وتوفير كبير في مواد البناء.

تعتبر طريقة العناصر المحدودة (**FEM**) التي إقترحها **Bowles** [7،10]، جنبًا إلى جنب مع البرنامج التجاري(**SAP2000**) من أكثر الوسائل فعالية لتحليل العوارض على أساس مرن باستخدام خاصية معامل رد فعل

التربة. ومن السهل حينها حساب حدود ووزن القاعدة وتأثيرات سلوك التربة غير الخطية، بما في ذلك انفصال القاعدة عن التربة.

عمليًا، يبدو حل القواعد المرنة الذي اقترحته لجنة تصميم مؤسسة ***ACI*** رقم 436 أداة متعددة الاستخدامات. قدمت اللجنة إجراء تحليل للتعامل مع مثل هذا النوع من القواعد والموضح بشكل (5) وهو الذي تم اللجوء إليه لتحليل القواعد المستمرة [11].



شكل 5: آلية توزيع الإجهاد وعزوم الانحناء في الأعمدة الخارجية والداخلية للقواعد المستمرة

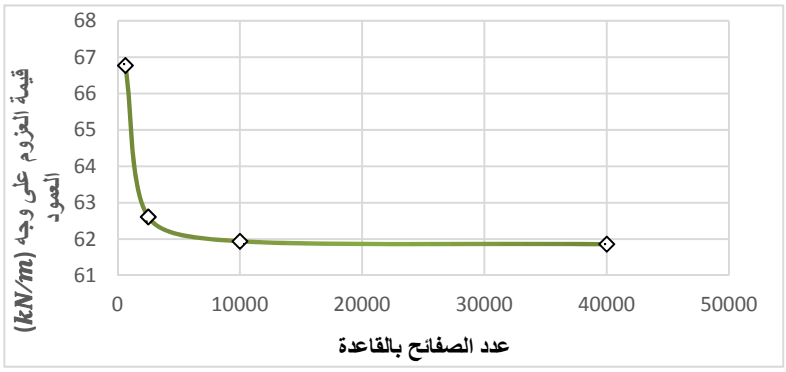
آلية التحليل باستخدام برمجية (SAP2000) إستنادًا على مفهوم العوارض/الصفائح المحملة على أساس مرن:

آلية تجسيد ونمذجة جميع حالات الدراسة في (***SAP2000***) أو أي برامج تحليل أخرى يكون بتقسيمها إلى عناصر صغيرة وتوزيع الأحمال المطبقة بينها حسب موقع كل منها، وكلما كانت العناصر أصغر كانت النتائج أكثر دقة وأقرب للواقع. سيتم تحليل كل مثال من حالات الدراسة مرتين؛ الأولى منها ستكون نمذجة باستخدام عناصر خطية (التحليل ثنائي الأبعاد)، والثانية ستكون نمذجة باستخدام عناصر مساحية (التحليل ثلاثي الأبعاد). بناءً على ما يسمى بنهج **Winkler**، الذي اقترحه **E.Winkler** عام 1867م، والذي يعامل فيه كتلة التربة الداعمة للأساس كسلسلة من النوابض التي يستند العضو الهيكلي بدوره عليها، تم اعتماد مفهوم وطريقة العوارض/الصفائح على أساس مرن في نمذجة جميع الحالات في هذه الدراسة. يتم تقسيم القاعدة إلى عدد من العناصر (خطية أو مساحية) تحدها عقد. ويتم تحميل وتطبيق الوزن الذاتي للقاعدة، وزن وحمل التربة، والأحمال المنقولة عبر الهيكلية الإنشائية التى تعلو القاعدة والمتصلة بها بشكل مباشر إلى العقد بحدود العناصر. ومن جهة مقابلة سيتم تطبيق معامل طبقة التربة التحتية لكل نابض متصل أسفل كل عقدة.

اختبار التقارب(Convergence test) :

الغرض من هذا الاختبار هو معرفة أبعاد العنصر المثلى التي يجب استخدامها. ولإجراء هذا الاختبار، يجب استخدام مجموعة متفاوتة من أحجام العناصر في بناء نموذج لنفس القاعدة، ومنه يتم تحليل هذه القاعدة باستخدام كل منها؛ سيستهدف بعد ذلك ملاحظة التغيير الحاصل بقيمة ناتج معين. ورسم علاقة بين هذه القيمة المتغيرة وحجم العنصر أو عددها على حد سواء. بعد ذلك، عندما يصبح تغيير القيمة ذات محل الاهتمام ضئيلًا نسبة إلى حجم العنصر، يمكن عند ذلك اختيار حجم العنصر المناسب كما هو مبين في شكل (6).

فيما يلي، نموذج لإختبار التقارب لعينة قاعدة بأبعاد ($5 \times 5 \times 0.25$)، ومساحة العمود (0.6×0.6)، والحمل الميت= 420 كيلو نيوتن، والحمل الحي= 400 كيلو نيوتن، والتركيبة= 1.2×الحمل الميت+1.6×الحمل الحي، وتقسيم عناصر القاعدة أو أبعاد الصفائح (20، 10، 5، 2.5 سم). تم أخذ قيم نتيجة العزوم على وجه العمود لكل حالة. وعليه، وكما تمت الإشارة سلفًا، تم رسم العلاقة المذكورة كما هو موضح في شكل (6). ومنه تمت ملاحظة أن تقسيم العناصر بحجم 2.5 سم هو الحجم المناسب وأقربها لدقة المثلى وبنسبة خطأ أو فارق مئوي 0.12% عن سابقتها.



شكل 6: العلاقة بين قيمة العزوم وعدد الصفائح

النتائج

في هذه الدراسة، تم تحليل وتصميم 25 نموذج قاعدة لحالات مختلفة كما هو موضح بالجداول (1،2،3،4،5)، وعليه تم دراستها على النحو التالي:

أ. اعتبرت حسابات القاعدة المنفصلة كلاً من التحميل المركزي وغير المركزي بأربع قيم تحميل متفاوتة لكل حالة.

ب. بالنسبة للقواعد المشتركة والمستمرة، تم التطرق فقط إلى التحميل المركزي، وتم أخذ ثلاث عينات ذات أطوال مختلفة لكل حالة، وثلاث قيم تحميل متفاوتة لكل عينة من الحالات المذكورة في عين الاعتبار.

والجدير بالذكر أيضًا من ملاحظات ضمن الحالات المدروسة:

أ. في حالات القواعد المشتركة والمستمرة، تم فرض متوسط إجهاد التربة تحت القاعدة مساوياً للمتوسط بين القيمة القصوى والدنيا للإجهاد الفعلي من ناتج التحليل البرمجي.

ب. تتم مقارنة جميع معدلات ونسب الخطأ مع (***SAP2000***) باستخدام عنصر مساحية) (النمذجة ثلاثية الأبعاد) التى تم فرض أنها الطريقة الأمثل والأقرب للواقع.

جدول 1: عينات القواعد المنفصلة

EX	P_D(kN)	P_L(kN)	M_D(kN,m)	M_L(kN,m)	column(mm)	L(m)	B(m)	h(m)
1	80	70	0	0	200*350	1.5	1	0.2
2	110	90	0	0	200*400	2	1	0.25
3	150	130	0	0	250*500	2	1	0.25
4	210	200	0	0	250*500	2.5	1.5	0.3
5	160	140	40	30	200*350	2	1	0.35
6	220	180	55	41	200*400	2.5	1.5	0.35
7	300	260	80	66	250*500	3	1.5	0.45
8	420	400	106	81	250*500	3.5	2	0.45

جدول 2: عينات القواعد المشتركة

EX	P_D (kN)	P_L (kN)	CL-CL (m)	B (m)	H (m)
1	420	360	3	2.5	0.4
2	660	582	3	3.5	0.45
3	420	360	5.5	1.5	0.65
4	660	582	5.5	2	0.7
5	960	840	5.5	3	0.7
6	420	360	8	1	0.9
7	660	582	8	1.5	0.95
8	960	840	8	2	1

جدول 3: عينات القواعد المستمرة

EX	P_D (kN)	P_L (kN)	CL-CL (m)	B(m)	h(m)
1	400	200	5	1	0.7
2	800	400	5	2	0.7
3	1000	800	5	3	0.8
4	400	200	7	1	0.6
5	800	400	7	1.5	0.85
6	1000	800	7	2	0.88
7	400	200	9	1	1.2
8	800	400	9	1.5	1.2
9	1000	800	9	2	1.2

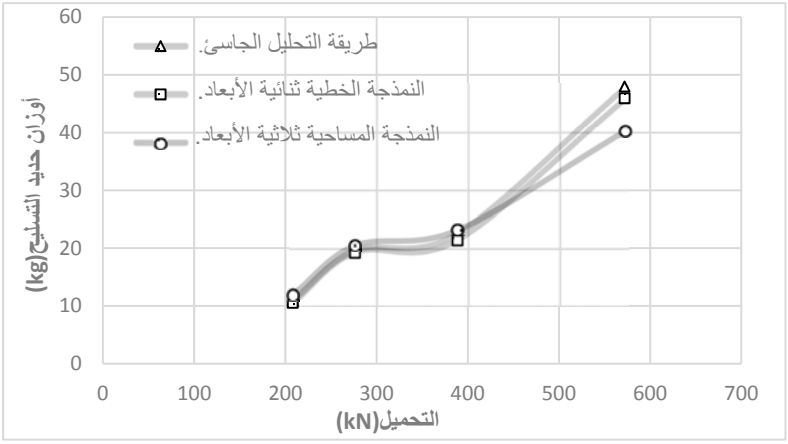
جدول 4: المتغيرات الثابتة لجميع أمثلة القواعد المنفصلة والمشتركة

Q(all)(kPa)	200
Ks(kN/m^3)	27647.05882
CC(mm)	50
db(mm)	14
f'c(MPa)	30
Fy(MPa)	360
As	40
Df(m)	1.5
γc(kN/m^3)	24
γs(kN/m^3)	17
Col size(mm^2)	400*400

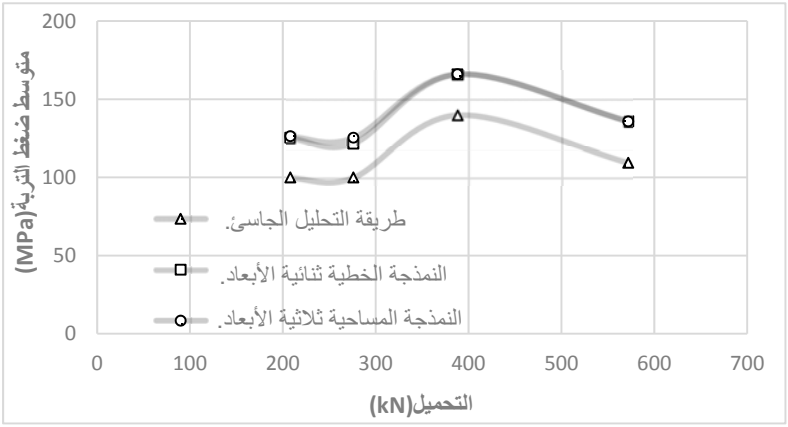
جدول 5: المتغيرات الثابتة للجميع أمثلة القواعد المستمرة

Q(all)(kPa)	200
Ks(kN/m^3)	100000
CC(mm)	50
db(mm)	14
f'c(MPa)	30
Fy(MPa)	360
As	40
Df(m)	1.5
γc(kN/m^3)	24
γs(kN/m^3)	17
Column size(mm^2)	400*400
Ec(kN/m^2)	25742960

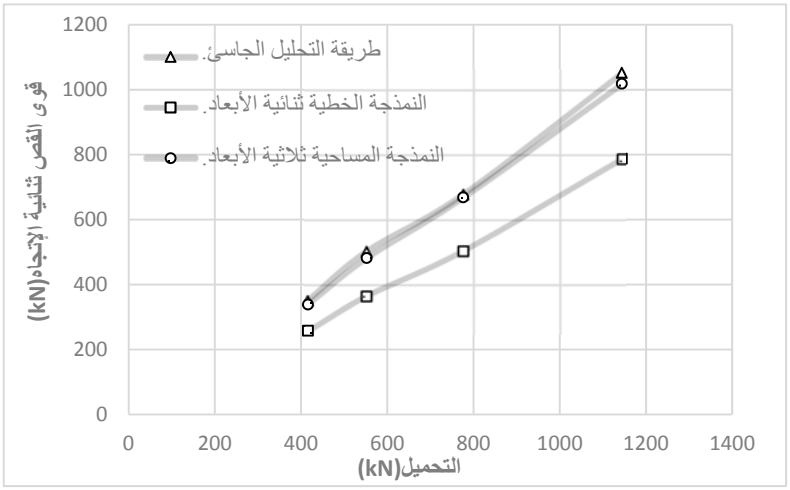
وبالأخذ في الاعتبار المدخلات السابقة لجميع أنواع القواعد المشار إليها تم الحصول على العديد من القيم لمختلف المتغيرات كالعزوم، وقوى القص، وإجهادات التربة، وكميات وأوزان التسليح، والتى إمتنع عن ذكرها لأخذها حيزاً كبيراً من هذه الورقة البحثية. وتم أيضًا مقارنة كل هذه القيم عن طريق رسم وتخطيط أكثر من 60 علاقة لجميع القيم المتحصل عليها، تاليًا بعض هذه المخطوطات والتي استلزم إدراجها:



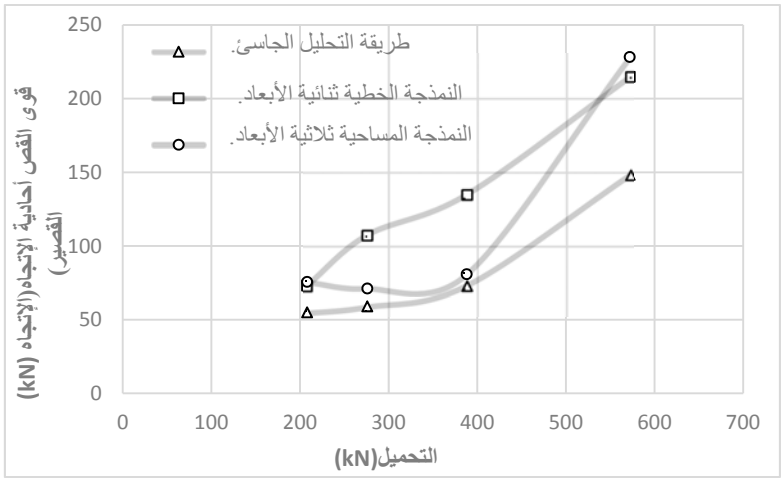
شكل 7: العلاقة بين التغيير في التحميل وأوزان حديد التسليح (مركزي)



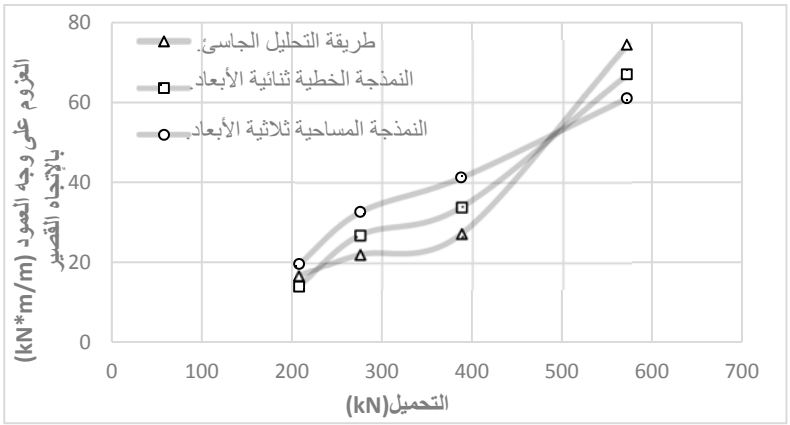
شكل 8: العلاقة بين التغيير في التحميل وإجهاد التربة(مركزي)



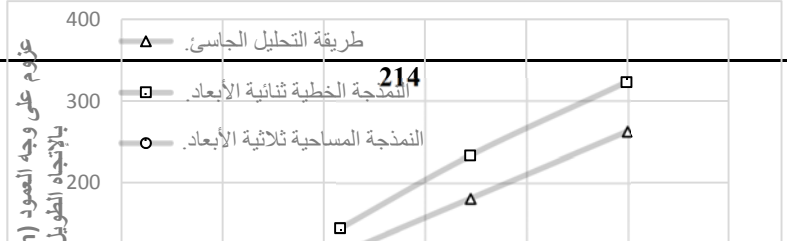
شكل 9: العلاقة بين التغيير في التحميل وقوى القص أحادية الاتجاه (الاتجاه القصير) (مركزي)



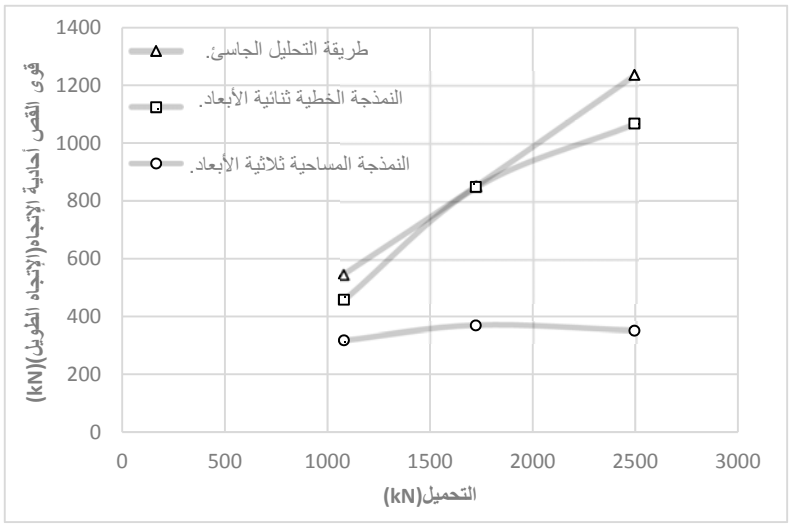
شكل10: العلاقة بين التغيير في التحميل قوى القص ثنائية الاتجاه (لامركزي)



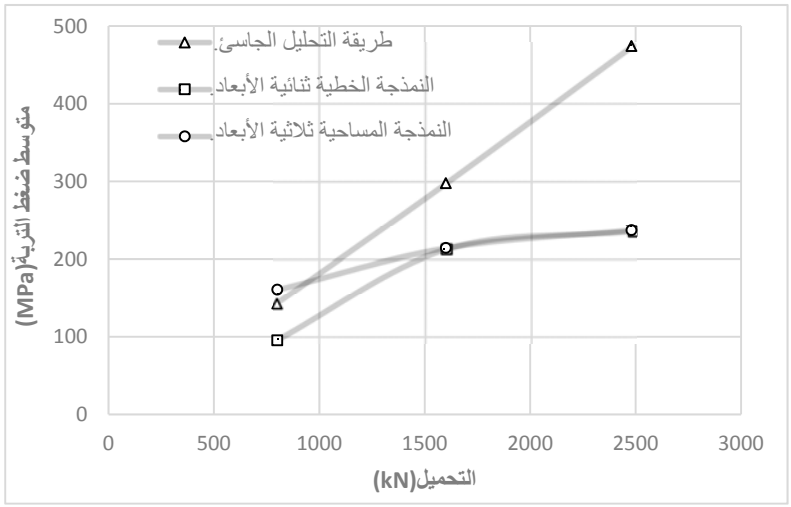
شكل 11: العلاقة بين التغيير في التحميل والعزوم على وجه العمود (بالاتجاه القصير) (مركزي)



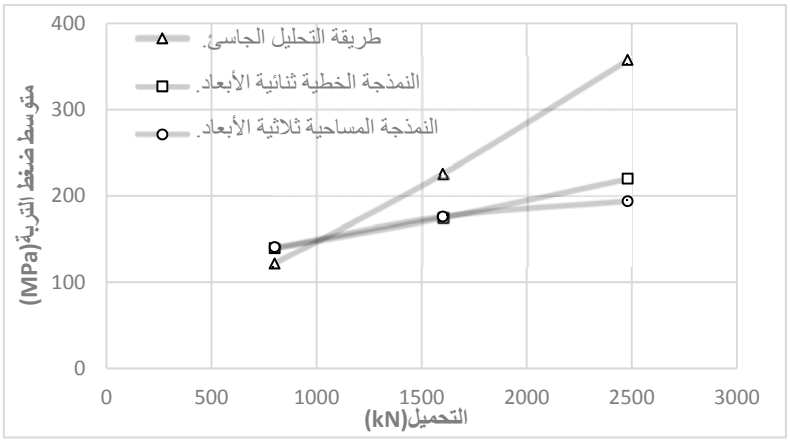
شكل12: العلاقة بين التغيير في التحميل والعزوم الموجبة (المسافة بين الأعمدة=5.5أمتار)(القواعد المشتركة)



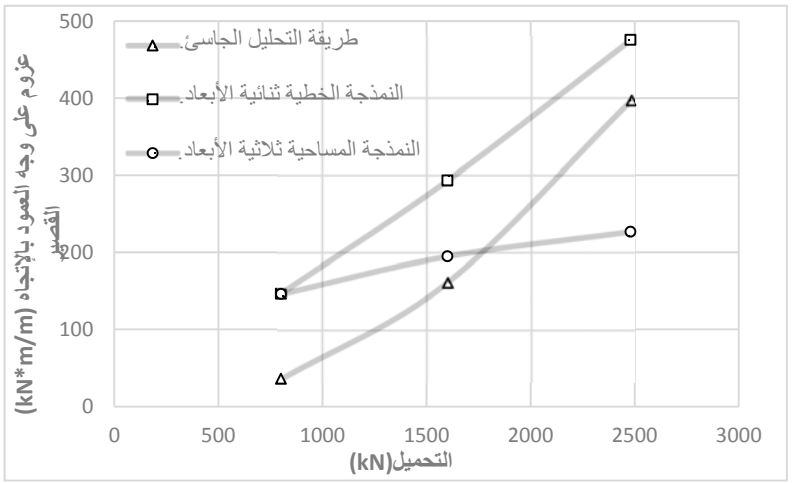
شكل 13: العلاقة بين التغيير في التحميل وقوى القص أحادية الاتجاه (الاتجاه الطويل) (المسافة بين الأعمدة=5.5أمتار) (القواعد المشتركة)



شكل14: العلاقة بين التغيير في التحميل وإجهاد التربة (المسافة بين الأعمدة=7أمتار) (القواعد المستمرة)



شكل 15: العلاقة بين التغيير في التحميل ومتوسط ضغط التربة (المسافة بين الأعمدة=9أمتار) (القواعد المستمرة)



شكل 16: العلاقة بين التغيير في التحميل والعزوم في الاتجاه القصير (المسافة بين الأعمدة=9أمتار) (القواعد المستمرة)

الاستنتاجات

ومن العلاقات المرسومة لجميع القيم المتحصل عليها والمدرجة سلفاً تم استنتاج التالي:

ملاحظة؛ ال***RAP*** : طريقة التحليل الجاسئة (***Raged Analysis Procedure***)، وال***2D*** : النمذجة الخطية ثنائية الأبعاد، وال***3D*** : النمذجة المساحية ثلاثية الأبعاد أو الطريقة الواقية.

القواعد المنفصلة:

1. معظم معدلات الخطأ لحالات التحميل المركزية بين التحليل الجاسئ والطريقة الواقعية (النمذجة ثلاثية الأبعاد)؛ والمعدلات بين طريقة النمذجة ثنائية الأبعاد والطريقة الواقعية قريبة جدًا من بعضها البعض و متكافئة تقريبًا، باستثناء إجهاد التربة وقوى القص ثنائية الاتجاه؛ فإن متوسط معدلات خطأ أوزان حـــديد التسليح (***RAP→ 3D = 1.02%*** (مبالغة في التقدير)، ***2D → 3D = 2.7%*** (تم التقليل من شأنها))، و معدلات خطأ ضغط التربة (***RAP → 3D = 19%*** (تم التقليل من شأنها)، ***2D → 3D = 1%*** (تم التقليل من شأنها)) كما هو مرفق بالشكل 7 والشكل 8.

2. معظم معدلات الخطأ لحالة التحميل اللامركزية أقل من تلك المعدلات في التحميل المركزي، مما يعني أن التحليل الجاسئ أقرب إلى الطريقة الواقعية (النمذجة ثلاثية الأبعاد) من طريقة النمذجة ثنائية الأبعاد عندما تكون الأحمال لامركزية. يرجع ذلك إلى توزيع الضغوط غير المنتظمة تحت القاعدة في إجراء التحليل الجاسئ. ولكن في كل من حالات التحميل المركزية واللامركزية، تكون جميع معدلات الخطأ مقبولة نسبيًا، ومتوسط معدلات خطأ قوى القص ثنائية الاتجاه ($RAP \rightarrow 3D = 3.28\%$ (المبالغة في التقدير))، و ($2D \rightarrow 3D = 28.3\%$ (التقليل من شأنها)) كما هو مرفق بالشكل (9).

3. قوى القص أحادية الاتجاه باستخدام التحليل الجاسئ لحالة التحميل المركزية أقل من القيم الواقعية (النمذجة ثلاثية الأبعاد) لكلا الاتجاهين الطويل والقصير، وهذه القيم الواقعية أقل من مقاومة القاعدة الحقيقية، لكن لوحظ أن الفرق بين إجراء التحليل الجاسئ والواقعي تزداد نسبيًا مع الزيادة في التحميل، مما قد يصل إلى حالات حرجة في الأحمال الأكبر كما هو مرفق بالشكل (10).

4. يمكن اعتبار استخدام كل من التحليل الجاسئ وطريقة النمذجة ثنائية الأبعاد في تحليل العزوم الحرجة وتحويلها إلى كميات حديد التسليح في كلا الاتجاهين للحالات المختلفة بمثابة تصميم اقتصادي وقريب جدًا من الحلول الواقعية (النمذجة ثلاثية الأبعاد). بينما وعند حد تحميل معين والذي يمثل نقطة انقلاب للعزوم، يزداد معدل الفرق أو التفاوت بين قيم الطريقتين المذكورتين والقيم الواقعية (النمذجة ثلاثية الأبعاد)، ويفقد قربها من الواقع وحسه الاقتصادي كما هو مرفق بالشكل (11).

القواعد المشتركة:

1. بعد التعامل مع جميع حالات القواعد المشتركة، واستنباط معدلات الخطأ لجميع القيم، لوحظ أن جميع معدلات الخطأ تنخفض مع زيادة طول القاعدة وثبات الأحمال، مما يعني أن التحليل الجاسئ والنمذجة ثنائية الأبعاد يعملان بشكل أقرب إلى الطريقة الواقعية (النمذجة ثلاثية الأبعاد) عند الزيادة في طول القاعدة. متوسط العزوم في وجه العمود عندما تكون المسافة بين الأعمدة 3 أمتار ($RAP \rightarrow 3D = 170.4\%$ (مبالغة في التقدير)، و $2D \rightarrow 3D = 194.4\%$ (مبالغة في التقدير))، وبينما تكون 5.5 أمتار ($RAP \rightarrow 3D = 47.7$ (المبالغة في التقدير)، و$2D \rightarrow 3D = 119.75\%$ (المبالغة في التقدير))، وحين تمتد إلى 8 أمتار ($RAP \rightarrow 3D = 12.3\%$ (مبالغة في التقدير) $2D \rightarrow 3D = 53\%$ (مبالغة في التقدير)) كما هو بالشكل (12).

2. العزوم في جميع النقاط الحرجة وقوى القص أحادية الاتجاه في النتائج الواقعية (النمذجة ثلاثية الأبعاد) لا تتأثر كثيرًا بالزيادة في التحميل أو عرض القاعدة كما هو مرفق بالشكل (13).

3. لنفس طول القاعدة، يُلاحظ أن العزوم الناشئة عن التحليل الجاسئ والنمذجة ثنائية الأبعاد في جميع النقاط الحرجة يبتعدان تدريجيًا عن الحلول الواقعية (النمذجة ثلاثية الأبعاد) مع الزيادة في التحميل وعرض القاعدة.

القواعد المستمرة:

1. لوحظ أن بعض معدلات الخطأ تتناقص مع زيادة الطول، وبعضها الآخر غير مناسب للأطوال المتوسطة نسبيًا، مما يعني أن طريقة التحليل الجاسئ المقترحة تعمل بشكل أقرب إلى الطريقة الواقعية (النمذجة ثلاثية الأبعاد) عند الزيادة في طول القاعدة. بمتوسط معدلات حطأ في الإجهاد في التربة عندما تكون المسافة بين الأعمدة 5 أمتار ($RAP \rightarrow 3D = 21.5\%$ (تم التقليل من شأنها)، و$2D \rightarrow 3D = 11.6\%$ (تم التقليل من شأنه))، وعندما تكون المسافة 7 أمتار ($RAP \rightarrow 3D = 42.5\%$ مبالغة في التقدير)، و$2D \rightarrow 3D = 14.05\%$ (تم التقليل من شأنها))، أما عندما تكون المسافة9 أمتار($RAP \rightarrow 3D = 33\%$ (مبالغة في التقدير) و$2D \rightarrow 3D = 4\%$ (مبالغة في التقدير)) كما هو مرفق بالشكل (14).

2. في الوقت الحالي، يعتبر سلوك العزوم في طريقة التحليل الجاسئ المقترحة من ال***ACI*** متطابقة إلى حد ما مع طريقة النمذجة الخطية ثنائية الأبعاد في حالات الأعمدة الطرفية.

3. طريقة التحليل الجاسئ لجميع العزوم في الاتجاه القصير أقل من النتائج الواقعية (النمذجة ثلاثية الأبعاد) في الأحمال الصغيرة، لكن لوحظ أنه عند قيمة حمل معينة تصبح مساوية تمامًا للنمذجة الواقعية، ويزداد بعد ذلك الفارق بينهما في العزوم مع زيادة الأحمال تدريجيًا، ويكون هذا الحمل المعنيّ أكبر كلما كان الطول أكبر. كما هو مرفق بالشكل (16).

4. طريقة التحليل الجاسئ (طريقة ***ACI*** المقترحة) لإجهادات التربة أقل من الواقعية (النمذجة ثلاثية الأبعاد) في الأحمال الصغيرة، ولكن لوحظ أنه عند قيمة حمل معينة تصبح مساوية للواقعية، وتزداد مع الزيادة في التحميل، وهذا الحمل المعنيّ يتساوى رغم التفاوت في الأطوال كما هو مرفق بالشكل (15).

لجميع حالات الدراسة:

1. إن التحليل الجاسئ في تحليل القص الثاقب حول العمود قريب جدًا من القيم الواقعية (النمذجة ثلاثية الأبعاد)، وفي تحليل قوى القص أحادية الاتجاه يكون قريبًا جدًا من قيم النمذجة ثنائية الأبعاد بجميع أنواع القواعد، يعود سبب ذلك إلى الآلية المتبعة في اشتقاق المعادلات، والتي تبدو متشابهة جدًا لكلا المتغيرين.
2. متوسط إجهادات التربة للحلول الواقعية (النمذجة ثلاثية الأبعاد) والنمذجة ثنائية الأبعاد قريبة جدًا من بعضها ومتوافقة، لكن القيم الناشئة عن التحليل الجاسئ أقل منها بمعدل شبه ثابت (باستثناء القواعد المستمرة).
3. بشكل عام، يعتبر إجراء التحليل الجاسئ (طريقة ***ACI*** المقترحة) اقتصادية لكلتا الحالتين في القاعدة المنفصلة وغير اقتصادي في القواعد المشتركة والمستمرة.

المراجع:

1. N.S.V. Kameswara Rao, John Wiley & Sons, 2011, Asia, "Foundation Design: Theory and Practice" 1st Edition.
2. James K.Wight & James G.MacGREGOR, 2011, "Reinforced Concrete Mechanics & Design", 6th Edition.
3. M.Nadim Hassoun & Akthem Al-Manaseer, 2015 "Structural Concrete Theory and Design", 6th edition.
4. John Wiley & Sons, 1984, "Advanced Mechanics of Materials.", 4th edition, USA.
5. Hilal M., "Design of Reinforced Concrete Halls.", 1st edition, J. Marcou & Co., 1971.
6. Abouleid A., and Said Y, 1984, "Footing Design Manual.", 1st edition, Alam El-Kotob, Egypt.
7. Bowles J. E, 1968 "Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering", 1st edition, Mc Graw-Hill, USA.
8. Peck R. B., Hanson W. E., and Thornburn T. H., 1974 "Foundation Engineering.", 2nd edition, John Wiley & Sons, USA.
9. Nilson A. H., and Winter G., 1991 "Design of Concrete Structures.", 11th edition, Mc Graw-Hill.
10. Bowles J. E., 1982 "Foundation Analysis and Design.", 3rd edition, Mc Graw-Hill, USA.
11. Mostafa Ghashgesh, Mahmoud Galhoud, and Ashraf M. Al Zawy, 2015, "Continuous Footing Analysis, A Comparative Study", 13th Arab Structural Engineering Conference, University of Blida 1, December, Algeria, page 1&2.

تأثير العيب المتماثل في قمة القبة النصف الكروية على القوى الغشائية والعزوم

أ.د. صالح يحي البارواني [1]، م. سراب عيسى الشرع [2]
1 أستاذ الهندسة المدنية الاكاديمية الليبية – جنزور
2 طالب ماجستير هندسة مدنية ، الاكاديمية الليبية – جنزور

ملخص

تدرس هذه الورقة تأثير العيب المتمثل في قمة القبة على السلوك الإنشائي للقباب النصف كروية تحت تأثير وزنها الذاتي حيث تم فرض عدد من المشاكل في قمة القبة وبدرجات مختلفة من الصعود ، و تم استخدام طريقة العناصر المحدودة المختلطة باستخدام عنصر حلقي منحني لتحليل العديد من حالات القبة النصف كروية مع الأخذ في الاعتبار أن سمك القبة نصف قطر القبة (10 أمتار) و الشرط الحدية (ثابت) .

تشير النتائج إلي أن طريقة العناصر المحدودة المختلطة أثبتت بأنه يمكن استخدامها لدراسة تأثير العيب الواقع على القباب الكروية نظراً لسهولة التعامل بها. وتشير النتائج التي تم الحصول عليها إلى أن سلوك القشرة مع العيب التماثلي يختلف عن سلوك القبة النصف كروية بدون عيب ، حيث لوحظ ان مقدار القوى الغشائية و العزوم الغشائية يتغير في مكان حدوث العيب ، حيث سيتم عرضها قي جداول وإشكال ضمن الورقة البحثية .

كلمات دالة : القباب الكروية، العيب المتماثل، طريقة العناصر المحدودة ألمختلطة، القوى والعزوم الغشائية.

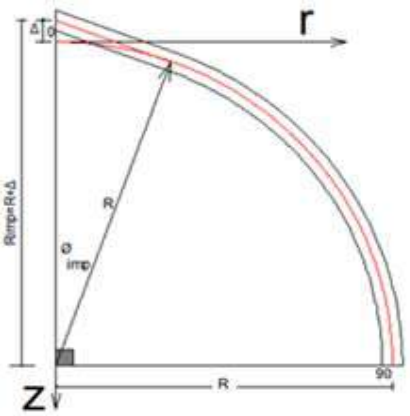
مقدمة

القباب الكروية من المنشآت القشرية التي لها استخدام واسع وكبير في العديد من التطبيقات الهندسية نظرا لخفة وزنها ولحرية تصميم الأشكال و صفاتها الانشائية والمعمارية وجمال منظرها .

المنشآت القشرية هي أنظمة إنشاء غير تقليدية تناسب أغراض معينة تتميز بالإبهار في التنفيذ و مقاومة عالية للأحمال، وتعتبر من المنشآت الخاصة والتي تتميز بجمال مظهرها وتناسقها مع كثير من الأشكال الهندسية التي تعطي نوعا من المرونة من حيت الاتساع واستيعاب الوظائف المختلفة [1].

ومن المنشآت القشرية المهمة والتي عادة ما يتم استخدامها هي الأشكال القببية لسهولة استخدامها في كثير من الأغراض الدينية و الترفيهية ومن مميزاتها خفة الوزن وحرية في تصميم اشكال المنشات سواء من المسقط الأفقي أو القطاع وإمكانية إنشاء فراغات تساعد في دخول الضوء الطبيعي للمنشأ ، ولتنفيذ مثل هذه القباب يتم استخدام مواد الإنشاء مثل الخرسانة المسلحة و الفولاذ واللدائن والأخشاب وغيرها . و يتميز هذا النوع من المنشآت إلي جانب ما سبق ذكره بخصوصية التحليل والتصميم الإنشائي وكذلك طرق التنفيذ ونظرًا لأهمية مثل هذه المنشات فقد تم الاستفادة من تقنيات اعتمدت على طرق تحليل منها طريقة العناصر المحددة المختلطة وخاصة أن التحاليل النظرية غالبا ما تجد صعوبة في التعامل مع الاشكال المختلفة والشروط الحدودية غير العادية[2] .

تشمل هذه الدراسة بعض المشاكل التي تحدث في الموقع لحالات العيوب التنفيذية من خلال الاخطاء التي تحدث اثناء عمل الشدة الخاصة بالقبة، والحركة التي تحدث للشدة اثناء الصب والتغير في شكل الهيكلي لها من صعود (للقمة)، وما هو مدى التغير الذي يحدث في السلوك الانشائي لها وما يترتب عليه من اتخاذ قرار صحيح ومعالجة حيال ذلك والشكل (1) يوضح عيب الصعود المتماثل في قمة القبة النصف الكروية .



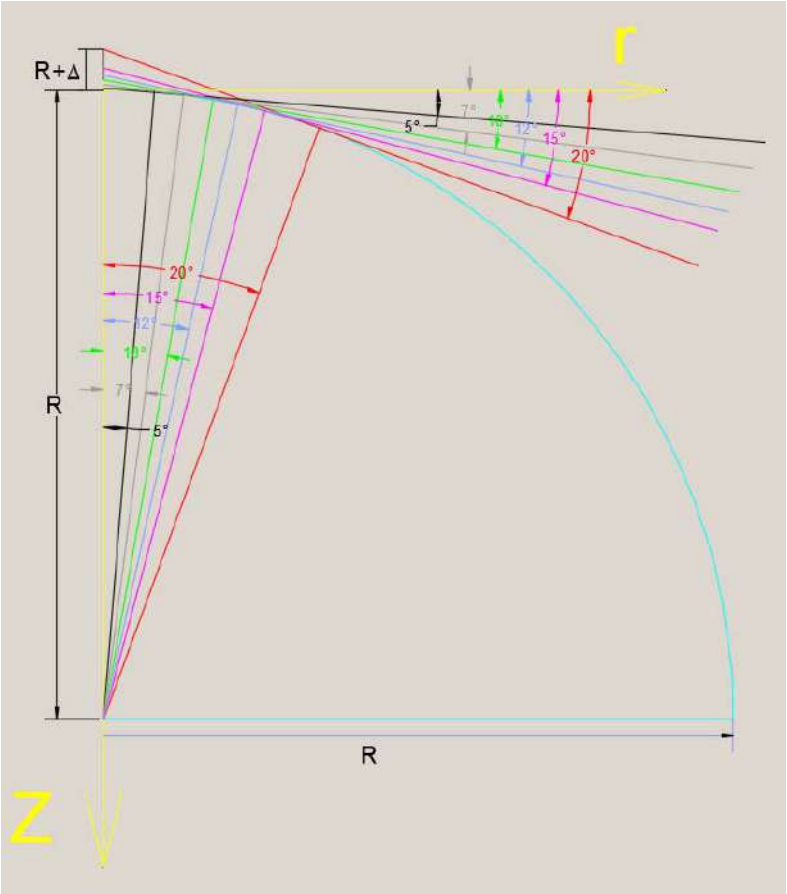
شكل 1: يوضح عيب الصعود المتماثل في قمة القبة النصف الكروية

الجانب التحليلي

تم استخدام طريقة العناصر المحدودة ألمختلطة (MFEM) بتطبيق برنامج حاسوبي يُستخدم عنصر حلقي منحني لتحليل العديد من حالات القبة النصف كروية وكان نصف قطر القبة (10 أمتار) و الشروط الحدية (اسناد ثابت) ، ومعدل العيب شكلي (الصعود) للقبة بالدرجات (5 ، 15، 20) درجة عند قمة القبة و سمك القبة ثابت يساوي (10 سنتمترات) تحث تأثير الوزن الذاتي الموزع بانتظام حيث إن كثافة الخرسانة 24 كيلو نيوتن على المتر مكعب .

الخطوات

حيث تم في هذه الخطوة ادخل احداثيات العناصر حيث تم تقسيم القبة إلى 29 عنصراً حلقياً وعدد العقد 30 عقدة وبعد التحقق من دقة النتائج تم البدا في دراسة التشوهات وتغير الدرجات كلا على حده وتم جدولة النتائج المتحصل عليها في جداول تجمعيه لكل الدرجات عن طريق استخدام برنامج اتوكاد كما موضح في شكل رقم (2) وتصدير البيانات واستخدامها في FORTRAN .



شكل 2: وصف التشوه

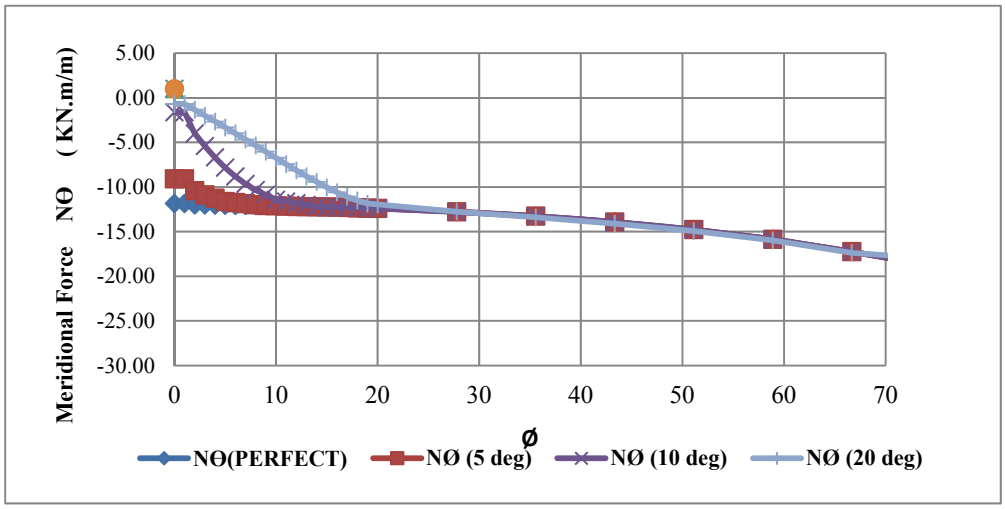
النتائج و مناقشتها

من الدراسة تم الحصول على نتائج تم عرضها في الجدول رقم (1) والمتمثلة في التغير في قيم القوى الغشائية في الاتجاه العرضي $N_{\emptyset}$ والجدول رقم (2) التغير في القوى الغشائية في الاتجاه الطولي N_{θ} والجدول رقم (3) التغير في العزوم الغشائية في الاتجاه العرضي M_{θ} والجدول رقم (4) التغير في الإزاحة الغشائية الراسية U_z

وبرسم العلاقة بين قيم القوى الغشائية في الاتجاه الطولي وقيم الزاوية الموجودة في الجدول (2) والمبينه بشكل (4) حيث يوضح أن قيمة القوى الغشائية تزيد كلما ابتعدنا على قمة القبة، ولوحظ ايضا حدوث تغير ملحوظ في مكان حدوث التشوه حيث إنه كلما زادت زاوية التشوه تناقصت قيم القوى الغشائي .

جدول1: نتائج القوى الغشائية في الاتجاه الطولي N_{ϕ}

Meridional Forces NØ (kN/m)				
Ø°	NØ (PERFECT)	NØ (5 deg)	NØ (10 deg)	NØ (20deg)
0	-11.84	-9.08	-1.62	-0.69
1	-11.84	-9.08	-1.62	-0.69
2	-12.02	-10.40	-4.00	-1.35
3	-12.01	-10.88	-5.41	-2.01
4	-12.02	-11.25	-6.69	-2.66
5	-12.05	-11.62	-7.83	-3.32
6	-12.06	-11.74	-8.81	-3.99
7	-12.07	-11.86	-9.64	-4.67
8	-12.08	-11.98	-10.33	-5.36
9	-12.10	-12.07	-10.86	-6.04
10	-12.13	-12.10	-11.43	-6.74
11	-12.16	-12.14	-11.62	-7.45
12	-12.18	-12.17	-11.81	-8.12
13	-12.20	-12.19	-12.00	-8.80
14	-12.22	-12.21	-12.19	-9.44
15	-12.23	-12.23	-12.25	-10.03
16	-12.25	-12.25	-12.27	-10.59
17	-12.29	-12.29	-12.30	-11.08
18	-12.33	-12.33	-12.33	-11.51
19	-12.36	-12.36	-12.36	-11.86
20	-12.41	-12.41	-12.41	-11.96
28	-12.77	-12.77	-12.80	-12.75
36	-13.26	-13.26	-13.28	-13.40
43	-13.92	-13.92	-13.93	-14.11
51	-14.77	-14.77	-14.78	-14.93
59	-15.85	-15.85	-15.87	-15.97
67	-17.24	-17.24	-17.27	-17.38
74	-18.79	-18.79	-18.71	-18.00
82	-20.20	-20.20	-20.09	-19.82
90	-25.64	-25.64	-25.74	-23.46



شكل 3: القوى الغشائية في الاتجاه الطولي

جدول 2 : نتائج القوى الغشائية في الاتجاه العرضي N_θ

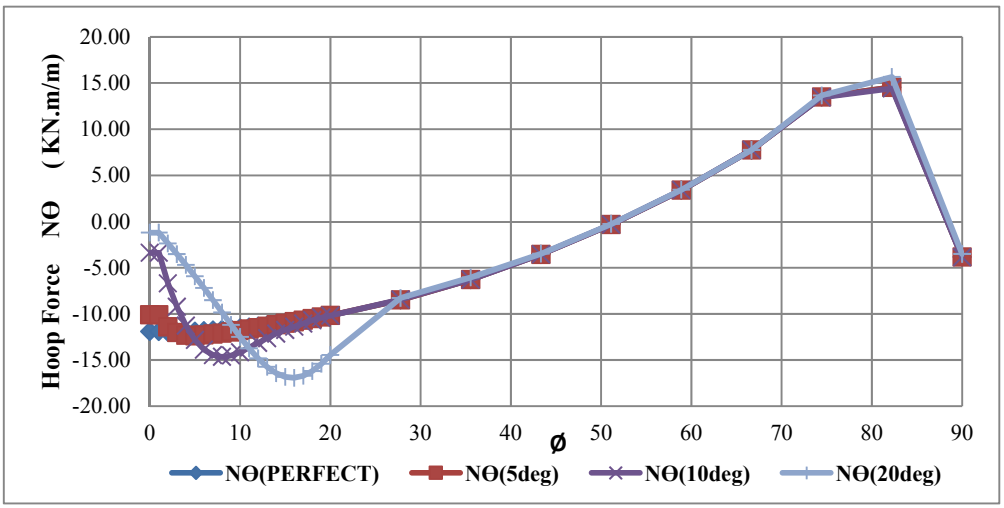
Hoop Forces NΘ (KN/m)				
Ø°	NΘ(PERFECT)	NΘ (5 deg)	NΘ (10 deg)	NΘ (20deg)
0	-11.92	-10.10	-3.38	-1.20
1	-11.92	-10.10	-3.38	-1.20
2	-11.97	-11.40	-6.69	-2.37
3	-11.95	-12.03	-9.24	-3.53
4	-11.93	-12.31	-11.28	-4.71
5	-11.89	-12.39	-12.82	-5.93
6	-11.83	-12.29	-13.88	-7.20
7	-11.76	-12.19	-14.47	-8.51
8	-11.70	-12.09	-14.65	-9.85
9	-11.63	-11.96	-14.51	-11.19
10	-11.53	-11.81	-14.15	-12.50
11	-11.44	-11.65	-13.65	-13.73
12	-11.35	-11.50	-13.14	-14.83
13	-11.23	-11.34	-12.64	-15.74
14	-11.09	-11.18	-12.13	-16.43
15	-10.96	-11.01	-11.75	-16.83
16	-10.82	-10.85	-11.40	-16.93
17	-10.67	-10.68	-11.04	-16.71
18	-10.51	-10.52	-10.69	-16.19
19	-10.35	-10.35	-10.41	-15.42
20	-10.17	-10.17	-10.19	-14.45
28	-8.49	-8.49	-8.45	-8.28
36	-6.28	-6.28	-6.28	-6.05
43	-3.56	-3.56	-3.55	-3.48
51	-0.32	-0.32	-0.31	-0.28
59	3.39	3.39	3.41	3.45
67	7.74	7.74	7.76	7.75
74	13.49	13.50	13.46	13.65
82	14.54	14.54	14.41	15.66
90	-3.85	-3.85	-3.86	-3.52

وبرسم العلاقة بين قيم القوى الغشائية في الاتجاه العرضي N_θ وقيم الزاوية الموجودة في الجدول (2) والمبينة بشكل (4) نلاحظ التالي :

- شبه تطابق في شكل المنحنى في حالة التشوه الحاصل حتي الزاوية 5° مع الحالة المثلية التي لا تحتوي على تشوه و تختلف القيم بزيادة زاوية التشوه .
- من الزاوية 28° وحتى الزاوية 74° نلاحظ تطابق القيم لجميع حالات التشوه مع الحالة المثالية .
- من الزاوية 74° وحتى الزاوية 83° حدوث اختلاف في شكل المنحنى مع الحالة المثالية .
- من قمة القبة إلى الزاوية 28° كلما زات زاوية التشوه زادت القوى الغشائية في الاتجاه الطولي .

وبرسم العلاقة بين قيم الإزاحة الغشائية في الاتجاه الراسية U_z وقيم الزاوية الموجودة في الجدول (4) والمبينة بشكل (6) نلاحظ التالي :

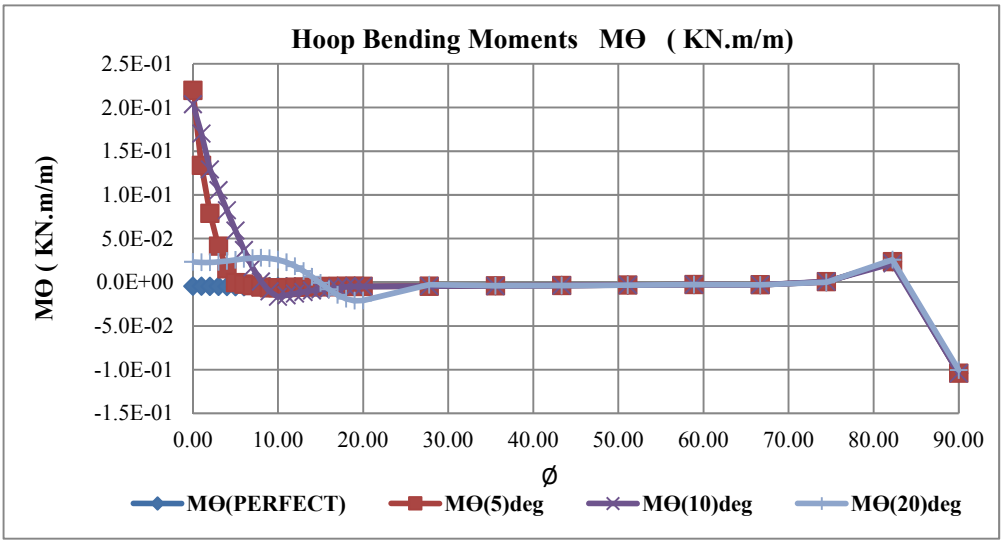
- نلاحظ حدوث ازاحة راسية بعد قمة القبة وبشكل بسيط كلما زادت زاوية التشوه حتى الوصول إلى الزاوية 28° .
- من الزاوية 28° وإلى الزاوية 90° نلاحظ شبه تطابق بنسبة تصل 99% للقيم لجميع حلات التشوه مع الحالة المثلية.
- عدم حدوث تغير كبير في شكل المنحنى في التشوهات ذات الزوايا الصغيرة حيث لا يتعدى نسبة 1% .



شكل 4: القوى الغشائية في الاتجاه العرضي

جدول 3 نتائج العزوم الغشائية في الاتجاه العرضيM_θ

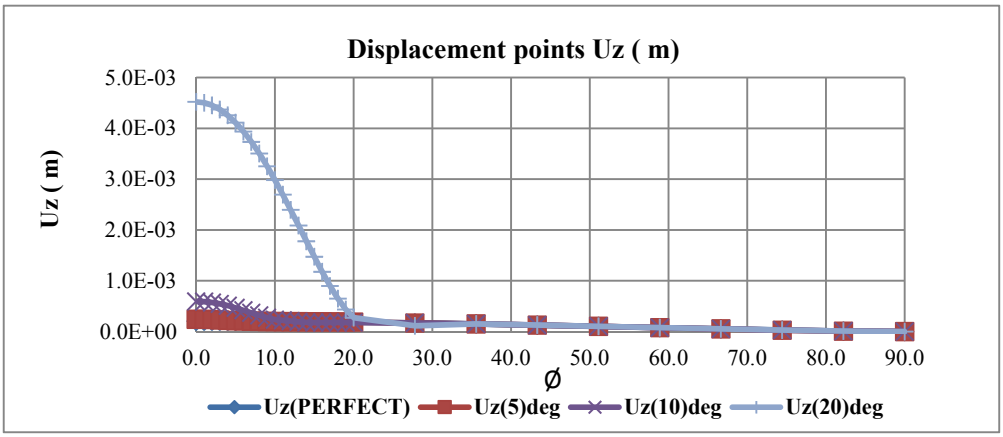
Hoop Bending Moments MØ (KN.m/m)				
Ø°	MØ(PERFECT)	MØ(5)deg	MØ(10)deg	MØ(20)deg
0	-4.6E-03	2.2E-01	2.0E-01	2.3E-02
1	-4.6E-03	1.3E-01	1.7E-01	2.3E-02
2	-4.8E-03	7.9E-02	1.3E-01	2.3E-02
3	-4.8E-03	4.1E-02	1.1E-01	2.3E-02
4	-5.0E-03	1.5E-02	8.2E-02	2.4E-02
5	-5.1E-03	-3.6E-04	5.9E-02	2.6E-02
6	-5.1E-03	-2.1E-03	3.7E-02	2.7E-02
7	-5.0E-03	-3.9E-03	1.7E-02	2.8E-02
8	-4.9E-03	-5.7E-03	8.1E-04	2.8E-02
9	-4.9E-03	-6.5E-03	-1.0E-02	2.7E-02
10	-5.0E-03	-6.3E-03	-1.7E-02	2.6E-02
11	-5.0E-03	-6.1E-03	-1.5E-02	2.3E-02
12	-5.1E-03	-5.8E-03	-1.3E-02	1.8E-02
13	-5.0E-03	-5.6E-03	-1.1E-02	1.3E-02
14	-5.0E-03	-5.3E-03	-9.4E-03	6.2E-03
15	-4.9E-03	-5.1E-03	-8.2E-03	-8.4E-04
16	-4.8E-03	-4.9E-03	-7.2E-03	-8.0E-03
17	-4.8E-03	-4.8E-03	-6.2E-03	-1.4E-02
18	-4.8E-03	-4.8E-03	-5.2E-03	-1.9E-02
19	-4.7E-03	-4.7E-03	-4.8E-03	-2.1E-02
20	-4.7E-03	-4.7E-03	-4.6E-03	-2.1E-02
28	-4.5E-03	-4.5E-03	-4.5E-03	-2.8E-03
36	-4.1E-03	-4.1E-03	-4.1E-03	-4.0E-03
43	-3.7E-03	-3.7E-03	-3.6E-03	-3.8E-03
51	-3.2E-03	-3.2E-03	-3.2E-03	-3.3E-03
59	-2.6E-03	-2.6E-03	-2.6E-03	-2.7E-03
67	-2.9E-03	-2.9E-03	-2.9E-03	-3.0E-03
74	5.2E-04	5.2E-04	8.0E-04	-4.2E-05
82	2.4E-02	2.4E-02	2.2E-02	2.6E-02
90	-1.0E-01	-1.0E-01	-1.0E-01	-1.0E-01



شكل 5: العزوم الغشائية في الاتجاه العرضي

جدول 4: نتائج الإزاحة الغشائية في الاتجاه الراسي U_z

Displacement point Uz(m)				
Ø°	Uz(PERFECT)	Uz(5)deg	Uz(10)deg	Uz(20)deg
0	2.0E-04	2.4E-04	5.9E-04	4.5E-03
1	2.0E-04	2.4E-04	5.9E-04	4.5E-03
2	2.0E-04	2.4E-04	5.7E-04	4.5E-03
3	2.0E-04	2.3E-04	5.5E-04	4.4E-03
4	2.0E-04	2.2E-04	5.1E-04	4.3E-03
5	2.0E-04	2.1E-04	4.7E-04	4.1E-03
6	2.0E-04	2.1E-04	4.2E-04	3.9E-03
7	2.0E-04	2.1E-04	3.7E-04	3.7E-03
8	2.0E-04	2.0E-04	3.2E-04	3.5E-03
9	2.0E-04	2.0E-04	2.7E-04	3.3E-03
10	2.0E-04	2.0E-04	2.3E-04	3.0E-03
11	2.0E-04	2.0E-04	2.2E-04	2.7E-03
12	2.0E-04	2.0E-04	2.1E-04	2.4E-03
13	2.0E-04	1.9E-04	1.9E-04	2.1E-03
14	2.0E-04	1.9E-04	1.8E-04	1.8E-03
15	1.9E-04	1.9E-04	1.8E-04	1.5E-03
16	1.9E-04	1.9E-04	1.8E-04	1.2E-03
17	1.9E-04	1.9E-04	1.8E-04	9.0E-04
18	1.9E-04	1.9E-04	1.8E-04	6.5E-04
19	1.9E-04	1.9E-04	1.8E-04	4.4E-04
20	1.9E-04	1.9E-04	1.8E-04	2.7E-04
28	1.7E-04	1.7E-04	1.7E-04	1.1E-04
36	1.5E-04	1.5E-04	1.5E-04	1.5E-04
43	1.3E-04	1.3E-04	1.3E-04	1.3E-04
51	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04
59	7.8E-05	7.8E-05	7.8E-05	7.9E-05
67	5.4E-05	5.2E-05	5.4E-05	5.4E-05
74	2.9E-05	2.6E-05	2.9E-05	2.9E-05
82	1.0E-05	9.2E-06	1.0E-05	9.9E-06
90	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	0.0E+00



شكل 6: الإزاحة الغشائية في الاتجاه الراسي

الخلاصة

في هذا البحث تم تحليل قشرية نصف كروية ذات سماكة ثابتة باستخدام طريقة العناصر المحددة المختلطة (Mixed Finite Element Method) مع نوع من الدعامات ((ثابت)) تحث تأثير التحميل المحوري المتماثل وتعريضها للعيوب في قمة القبة الكروية .

ومن واقع النتائج المتحصل عليها في نستخلص ما يلي:

1. إن التحليل العددي باستخدام نظرية العناصر المحددة المختلطة يعطي نتائج بدقة كافية تصل إلى نسبة 99% باستخدام 30عقدة لي 29 عنصراً حلقياً منحني لقبة كروية .
2. إن التحليل العددي باستخدام طريقة العناصر المحددة المختلطة وتمثيل العيوب التماثلية لعنصر حلقي لتحديد تأثير العيب التماثلي على القوى الداخلية والعزوم و الإزاحات أعطى تأثيرات واضحة ومختلفة .
3. حدوث تغير في قيمة $M_{\emptyset}$ عند موضع العيب وتسلك سلوك تموجي من الموجب إلى السالب .
4. إن الزيادة في قيمة العيب التماثلي له تأثير واضح في زيادة قيمة التغير على عزوم الانحاء و الإزاحة الرأسية.

المراجع

1. سراب الشرع ، " تأثير الهبوط في قمة القبة على السلوك الانشائي للقشريات الكروية" رسالة ماجستير ، الاكاديمية الليبية – جنزور 2021 .
2. صبحية سعد ، " دراسة السلوك الإنشائي للقباب الكروية متغيرة السمك والخواص المتعامدة " رسالة ماجستير ، الاكاديمية الليبية –جنزور2015.
3. 3- S. Y. Barony, And H. Tottenham, “The Analysis of Rotational Shells Using A Curved Ring Element And The Mixed Variational Formulation” International Journal For Numerical Methods In Engineering, Vol. 10, Pp. 861-872, 1976.
4. 4- Ahmed Mahmoud Ahmed Ibrahim M. SC. Thesis " Structural Behavior of Hemispherical Domes Due to Base Axi-Symmetric Imperfection", Supervised by Prof .S .Y .Barony, the Libyan Academy
5. 5-S. Y. Barony, "A Study of a Mixed Finite Element Formulation and it’s a pplication to Linear and Geometrically Non-Linear Analysis of Shells of Revolution", PHD Dissertation, University of Southampton, 1977.

تقييم لبعض الوصلات الفولاذية المثبتة بواسطة اللحام وبراغي الربط، دراسة مقارنة

مصطفى فرحات قشقش[1]، ملاك عادل شرميط[2]، هنادي يوسف بن فرج[2]

1 أستاذ مساعد في الهندسة المدنية، جامعة طرابلس، ليبيا.
2 مهندس، جامعة طرابلس، ليبيا.

ملخص

يؤثر سلوك الوصلات بشكل مباشر على القوى الداخلية والتشوه الكلي للمنشأ الفولاذي، وأصبح تُأثر هذا الأخير هو محور التفكير لدى الباحثين، ونظراً لتكلفة للاختبارات المعملية الباهظة؛ كان لابدّ من تطوير التقنيات المستحدثة والمتمثلة في برمجيات قادرة على محاكات الهياكل والأعضاء، والتنبؤ بسلوكها عند الزيادة في التحميل، وتوزيع الإجهادات الناتجة عنها.

تُقدم هذه الورقة دراسة السلوك غير الخطي للوصلات الفولاذية باستخدام طريقة العناصر متناهية الصغر؛ حيث تم تمثيل نماذج ثلاثية الأبعاد لتحليل ودراسة أنواع متفاوتة من الوصلات المستعملة في المنشآت الفولاذية المتصلة باللحام والبراغي، لتوضيح تأثير عامل الربط على الإجهادات والإزاحات الناشئة في تلك المنشآت، مع أخذ عامل الاحتكاك بين السطوح المختلفة بعين الاعتبار.

تمت دراسة عدد أربع وصلات حيث تم تصميمها يدوياً مرتين؛ أولاهما مثبته عن طريق البراغي، والأخرى عن طريق اللحام، هذه الوصلات هي (وصلة نهاية الصفيحة End plate connection، ووصلة زاوية الويب المزدوجة Double web angle connection، ووصلة الكابولي القصير Bracket connection، ووصلة التجميع Splice connection). وتم تمثيل جميع هذه الوصلات باستخدام برنامج (ABAQUS V6.14) من خلال تطبيق أقصى سعة تحملية تم الحصول عليها من التصميم اليدوي مع إهمال تأثير درجة الحرارة الناتج عملياً من اللحام، ولمعرفة الإجهادات والإزاحات في حالة الربط بواسطة البراغي، ومقارنتها بحالة الربط بواسطة اللحام؛ ويتم ترجيح طريقة التثبيت التي تعطي أقل قيم للإجهادات والإزاحات على أنها الحالة المثلى لتوصيل وربط مقاطع أعضاء المنشآت الفولاذية.

تم التحقق من صحة محاكاة النماذج في الدراسة الحالية عن طريق الاستعانة بنموذج من دراسة سابقة، وتحليله ومقارنة نتائجه بالنتائج المعملية المدرجة فيها [1].

كلمات دالة: الوصلات الفولاذية، السلوك غير الخطي، وصلة زاوية العصب المزدوجة، وصلة التجميع، وصلة الكابولي القصير، وصلة نهاية الصفيحة، نماذج ثلاثية الأبعاد، طريقة العناصر متناهية الصغر.

مقدمة

لا يخفى على أيٍّ من المنخرطين في مجال المنشآت المعدنية أن عامل التوصيل هو جزء لا يتجزأ من المنشأ، حيث إنه من المهم أن تكون هذه العملية سلسلة عملياً قوية واقتصادية على حد سواء، للحصول على منشأ فولاذي متجانس وأقرب ما يمكن للاكتمال؛ وتعد الوصلات أكثر العناصر أهمية، وأخطرها نسبياً في المنشآت المعدنية، ذلك لأنها نقطة ضعف في المنشأ المعدني، ومن البديهي أنه يجب تجنب الوصول لفشل الوصلات قبل أعضاء المنشأ، حتى يتم تحقيق تصميم آمن، ويجدر بالذكر أيضاً أن الوصلات لا تتمتع بالممطولية مثل الأعضاء المعدنية؛ حيث إن الاعضاء المعدنية يمكن ملاحظة الانهيار بها والمسارعة بصيانتها على عكس الوصلات التي يكون انهيارها لحظياً ومفاجئاً، ولا يعطى سماحية للملاحظة، وعليه؛ فإن تصميم الوصلات يعد جزءاً جوهرياً من تصميم المنشآت المعدنية.

نهج البحث

1. تم إعداد نموذج من دراسة سابقة وتحليله، ومقارنة نتائجه بالنتائج المعملية المجرية عليه وذلك لضمان صحة تمثيل النماذج المستخدمة في الدراسة[1] .
2. تصميم عدد أربع وصلات يدوياً مرة بالبراغي والأخرى باللحام، والتي تم الاعتماد على نهج المرجع أدناه لإنجازها[9-8-7-6] .
3. تمثيل جميع الوصلات المصممة باستخدام برنامج (ABAQUS V6.14) والذي يعتمد على طريقة العناصر المحددة (FEM)، من خلال تطبيق أقصى سعة تحملية تم الحصول عليها من التصميم اليدوي.

نمذجة العناصر

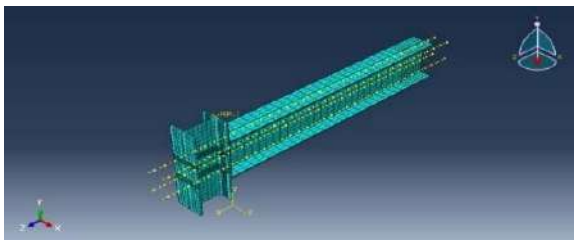
تمت نمذجة جميع الأجزاء بشكل منفصل في بيئة ثلاثية الأبعاد على حد سواء، ثم تم تجميعها، ويضمُ الجدول (1) الأجزاء التي تم تمثيلها لدراسة المقارنة وأجزاء الدراسة الحالية [2].

الجدول 1: أجزاء النماذج

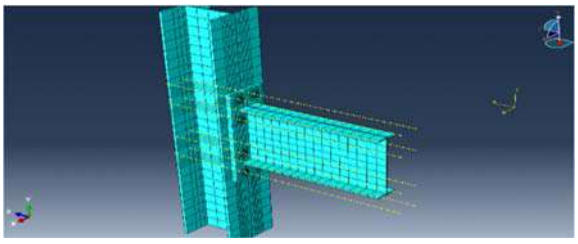
الوصلة	العمود	الكمرة	المقطع الزاوي	الصفيحة
وصلة دراسة المقارنة	W(8x28)	W(10x21)	–	(11x5.75x0.5in)
وصلة نهاية الصفيحة	W(10x49)	W(12x19)	–	(19.2x7x1in)
وصلة زاوية العصب المزدوجة	W(12x53)	W(18x71)	(4x3x0.5in)	–
وصلة الكابولي القصير	W(8x35)	–	–	0.625in
وصلة التجميع	—	W(10x22)	–	الشفة (6.25x6x0.25in) العصب (6.25x5.75x0.5in)

قيمة قطر البراغي لجميع الوصلات هو(3/4in)، أمّا اللحام تم استخدام متوسط السمك المسموح به.

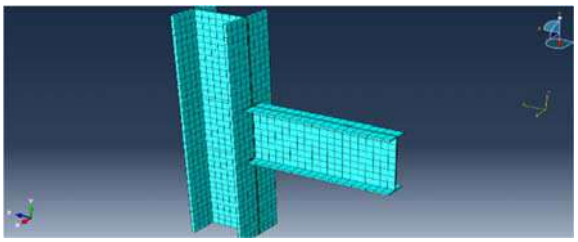
وبعد الانتهاء من عملية تجميع الأعضاء، تم اختيار الشبكة المناسبة عن طريق اختبار أحجام مختلفة للشبكات لتحديد شبكة عناصر جيدة تعطي قيم دقيقة بفترة حساب أقل؛ حيث تم استخدام شبكة دقيقة عند مناطق تركز الإجهاد في أماكن الوصل، وشبكة أوسع عند بقية المواضع البعيدة عن موضع الاتصال، يظهر في شكل (1) شبكة العناصر المتناهية لوصلة دراسة المقارنة ويظهر في الأشكال (2، 3، 4، 5، 6، 7، 8، 9) شبكة العناصر المتناهية لوصلات الدراسة الحالية.



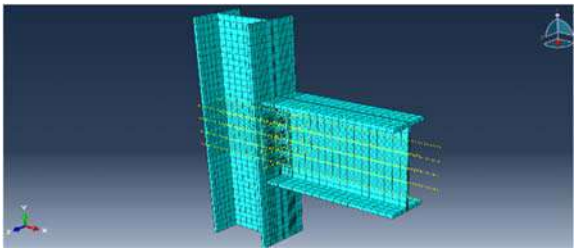
شكل 1: شبكة العناصر المتناهية لوصلة دراسة المقارنة



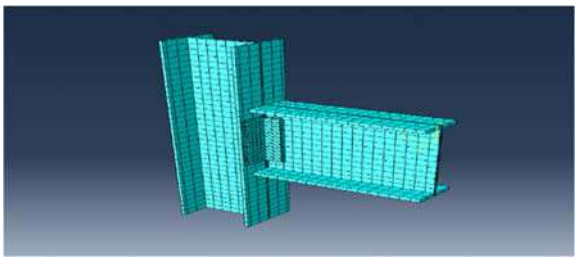
شكل 2: شبكة العناصر المتناهية لوصلة نهاية الصفيحة في حالة الربط بالبراغي



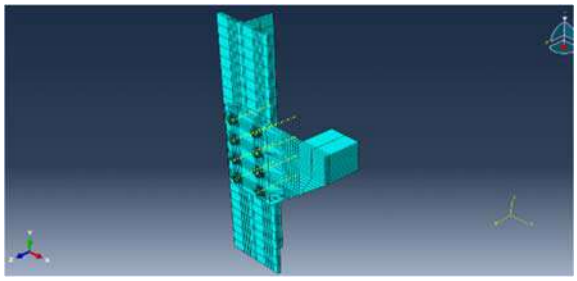
شكل 3: شبكة العناصر المتناهية لوصلة نهاية الصفيحة في حالة الربط باللحام



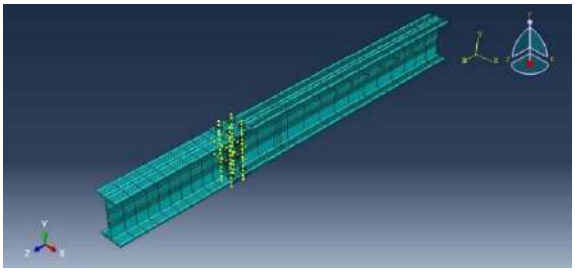
شكل 4: شبكة العناصر المتناهية لوصلة زاوية العصب المزدوجة في حالة الربط بالبراغي



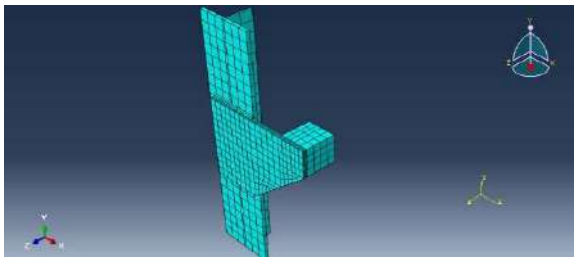
شكل 5: شبكة العناصر المتناهية لوصلة زاوية العصب المزدوجة في حالة الربط باللحام



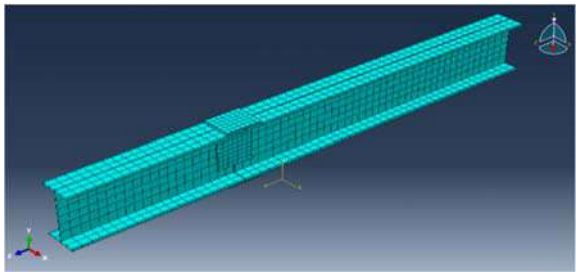
شكل 6: شبكة العناصر المتناهية لوصلة الكابولي القصير في حالة الربط بالبراغي



شكل 7: شبكة العناصر المتناهية لوصلة الكابولي القصير في حالة الربط باللحام



شكل 8: شبكة العناصر المتناهية لوصلة التجميع في حالة الربط بالبراغي



شكل 9: شبكة العناصر المتناهية لوصلة التجميع في حالة الربط باللحام

بعد الانتهاء من تجميع النماذج واختيار الشبكة المناسبة تم إدراج الخواص الميكانيكية لمادة كل عضو من الأعضاء المكونة للنماذج، ويبين الجدول (2) الخواص الميكانيكية لجميع الوصلات على حد سواء[2] .

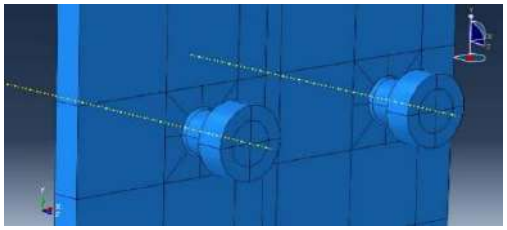
الجدول 2: الخواص الميكانيكية لجميع الوصلات المدروسة

	إجهاد الخضوع (kips)	**إجهاد الشد (kips)**
الأعمدة والكمرات	50	65
الصفائح	36	58
البراغي	92	120
اللحام	57	70

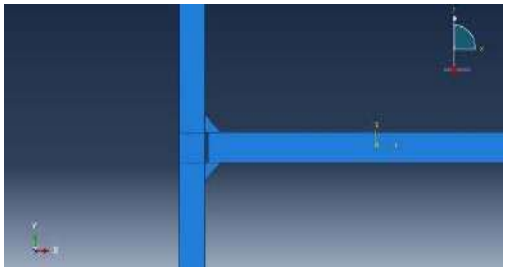
إن نمذجة الموصلية بين الأجزاء المختلفة للنموذج تعد من العمليات الأساسية، فإذا لم تتم هذه العملية بالشكل السليم فلن تعكس نتائج التحليل سلوك النموذج الحقيقي، ويتم تحديد أسطح التلامس التي يتم من خلالها نقل الحمل بين عناصر النموذج من خلال تحديد خصائص التفاعل، وهي (السلوك المماسي: يمكن تعريفه بمعامل احتكاك قيمته 0.2؛ السلوك العادي: تعرّف هذه الخاصية أن السطوح متلامسه وليست ملتصقة، وتستخدم هذه الخاصيتين في حالة وصلات البراغي، أما عند التعريف في وصلات اللحام نستخدم الخاصية (Tie)؛ في هذه الحالة تعرف الأسطح على أنها ملتصقة).

وبالإضافة إلى ذلك؛ حتى يتم نقل القوى بشكل الصحيح يجب أن يتم تحديد الفراغات المسموح بها بحيث لا يعتبرها البرنامج خطأ أثناء التحميل، وخلال عملية توصيل البراغي يكون قطر فتحة مسار البرغي أكبر من قطره الفعلي بمقدار (1/16in) كما هو موضح في الشكل (10) وفقاً للمواصفات [2].

أما في عملية توصيل باللحام يتم ترك مسافة بين الجزئين المتصلين بمقدار (0.03in) كما موضح في الشكل (11).

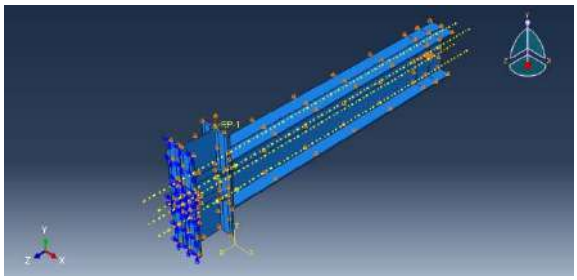


شكل 10: المسافة في وصلات البراغي



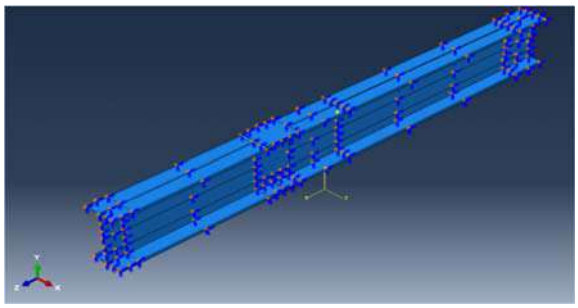
شكل 11: المسافة في وصلات اللحام

وبعد الانتهاء من تجميع النماذج وتحديد أسطح التثبيت يتم تحديد الشروط الحدية، تم في دراسة المقارنة تقييد الحركة الأفقية على كامل الوصلة ويظهر في الشكل (12) نموذج تثبيت على وصلة المقارنة.



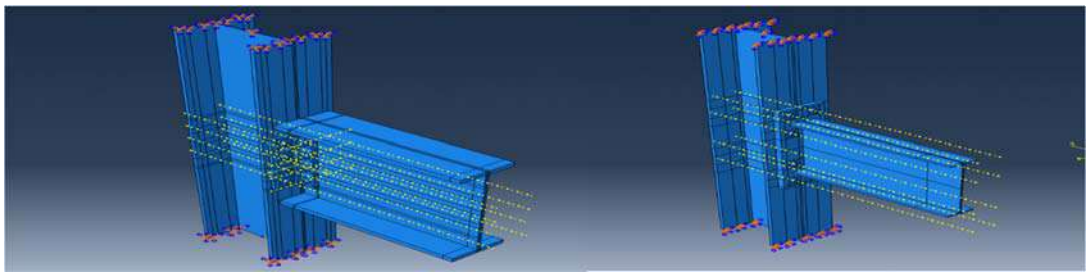
شكل 12: نموذج التثبيت لوصلة المقارنة

أما في وصلة التجميع (Splice connection) تم تقييد الحركة الأفقية على كامل الوصلة؛ لكي لا يحدث لها أي إلتواء جانبي (Lateral torsional buckling)، وتم أيضاً تقييد الحركة الرأسية عند نهايتها كما يظهر في الشكل (13).



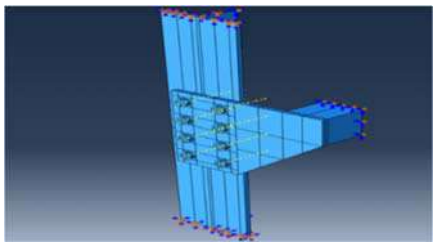
شكل 13: نموذج التثبيت لوصلة التجميع

وعلى غرارها في وصلتي نهاية الصفيحة (End plate connection)، وزاوية الويب المزدوجة (Double web angle connection)، تم تقييد الحركة والدوران للأعمدة، مع ترك الكمرة حرة الحركة كما هو موضح في شكل (14)، أما في وصلة الكابولي القصير (Bracket connection) تم تقييد الحركة والدوران للعمود مع ترك لوح الصفيحة (Gusset plate) حر الحركة كما هو موضح في الشكل (15).



(أ) وصلة نهاية الصفيحة (ب) وصلة زاوية الويب المزدوجة

شكل 14: نموذج التثبيت المتبع للوصلات

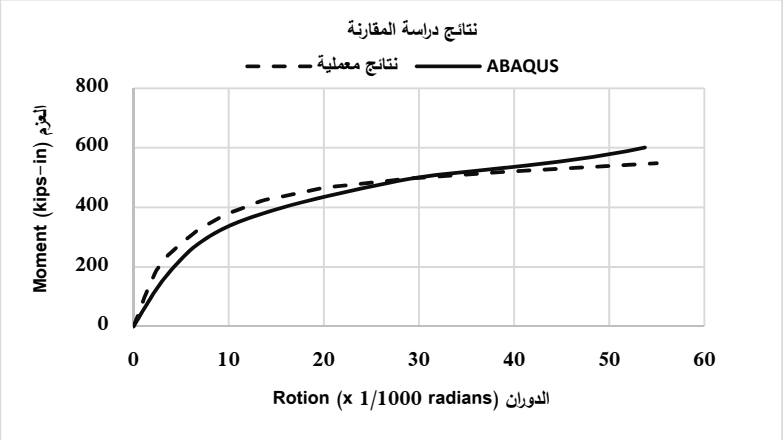


شكل 15: نموذج التثبيت لوصلة الكابولي القصير

النتائج

بعد تحضير نموذج دراسة المقارنة للدراسة السابقة، ونماذج الدراسة الحالية، تمت مقارنة نتائج العناصر المحددة لنموذج دراسة المقارنة مع نتائجه المعملية، ومقارنة نتائج نماذج الدراسة الحالية مع الحسابات اليدوية التي تم الوصول إليها باتباع القوانين والمعادلات المدرجة بالمراجع [6,7,8,9]، وتم أيضاً مقارنة سلوك وصلات المسامير مع اللحام.

نتائج مقارنة الدراسة السابقة



شكل 16: العلاقة بين العزم والدوران في دراسة المقارنة

نلاحظ من دراسة المقارنة أن نتائج برنامج (ABAQUS) كانت قريبة للنتائج المعملية بنسبة (90%) كما هو موضح في الشكل (16)، وأن نتائج برنامج (ABAQUS) كان لها نفس قيمة دوران النتائج المعملية عند العزم (500 Kips-in).

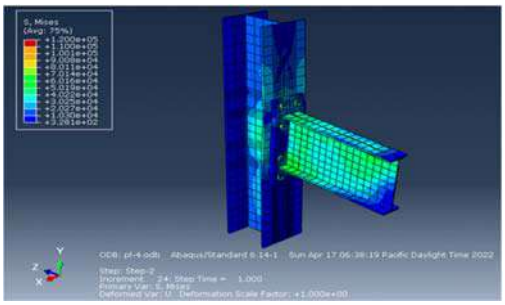
نتائج التصاميم اليدوية

الجدول (3) يعرض السعة التحملية لوصلات الدراسة الحالية.

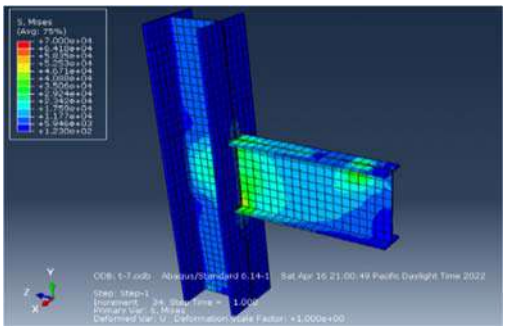
جدول (3): نتائج التصاميم اليدوية

نوع الوصلة / اسم الوصلة	وصلة المسامير	وصلة اللحام
وصلة نهاية الصفيحة	60Kips	23Kips
وصلة زاوية العصب المزدوجة	12Kips	31Kips
وصلة الكابولي القصير	64Kips	93Kips
وصلة التجميع	24Kips	47Kips

وصلة نهاية الصفيحة (End plate connection): تم تطبيق حمل (60 kips) على وصلة البراغي و(23 kips) على وصلة اللحام، والملاحظ أن الحركة في هذه الوصلة كانت مشتركه لكل من الكمرة والعمود، وهذا ما يوافق سلوك الوصلة الجاسئة (Rigid connection) كما موضح في الشكل (17) والشكل (18).

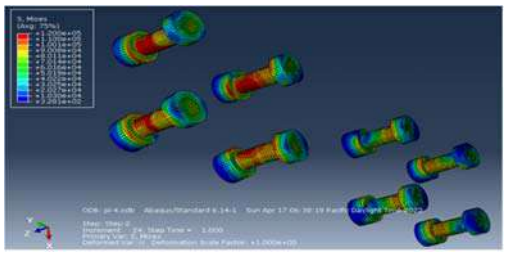


شكل 17: وصلة نهاية الصفيحة المثبتة بالبراغي

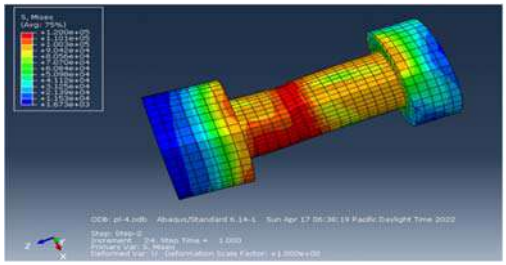


شكل 18: وصلة نهاية الصفيحة المثبتة باللحام

أعلى قيمة للإجهادات تم الحصول عليها كانت للبراغي المعرضة لقوى الشد، أما المسامير الموجودة في منطقة الضغط كانت الإجهادات أصغر وبنسبة 19% من البراغي الموجودة في منطقة الشد كما موضح في شكل (19). نلاحظ أن البراغي المعرضة لقوة الشد حدث لها تشوه في قطر البرغي أو ما يعرف بالرقبة (Neck) بنسبة 5% وذلك نتيجة الاستطالة التي حدثت للبراغي بنسبة 8.9%، كما موضح في الشكل (20).

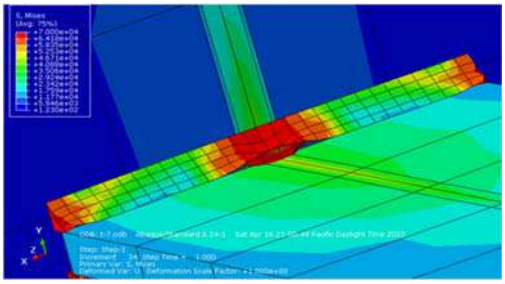


شكل :19 اجهادات البراغي لوصلة نهاية الصفيحة

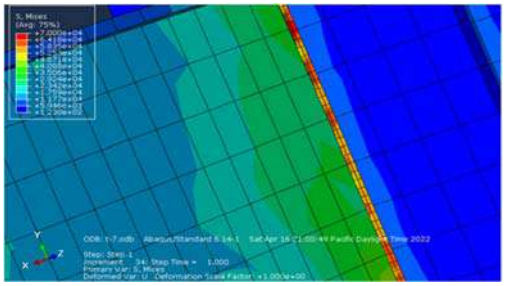


شكل 20: التشوه في قطر أحد البراغي

نلاحظ أن اللحام في منطقة الشفة (flange) بدأ يحدث له تشوه وينفصل عن الكمرة(beam) كما موضح بالشكل (21)، يعود سبب ذلك لحدوث إجهاد قص عمودي له على طول اللحام، أما الجزء المتصل بالعمود(column) فلم يحدث له أي انفصال وذلك بسبب إجهادات الشد، حيث إن اللحام قوي مع إجهادات الشد وضعيف مع إجهادات القص، وأن اللحام في منطقة العصب (web) حدث له تشوه صغير جداً دون أي انفصال كما موضح في شكل (22)، وذلك موافق للحسابات اليدوية والتي أظهرت أن اللحام في منطقة العصب(web) أقوى من اللحام الموجود في منطقة الشفة (flange) بنسبة 40%، حيث أن الإجهادات التي يتعرض لها اللحام في هذه المنطقة هي إجهادات قص موازية لطول اللحام.

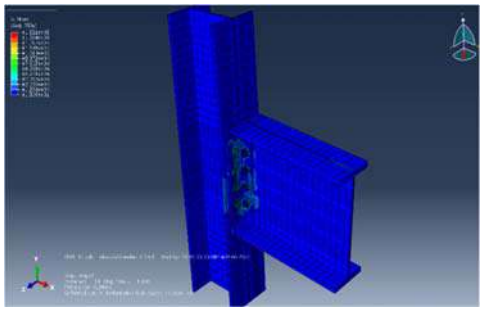


شكل 21: اللحام في منطقة الشفة

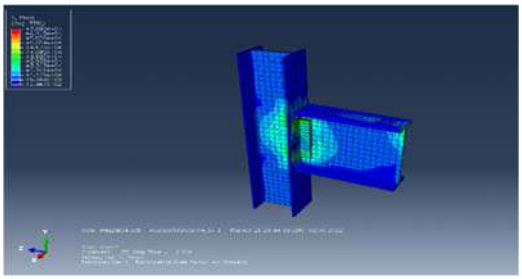


شكل 22: اللحام في منطقة العصب

وصلة زاوية العصب المزدوجة (Double web angle connection): تم تطبيق حمل(12 kips) على وصلة البراغي و(31 kips) على وصلة اللحام، الملاحظ أن الحركة في هذه الوصلة كانت للكمرة دون العمود وهذا ما يوافق سلوك الوصلة المرنة (Flexible connection) كما موضح في الشكل (23) والشكل (24).

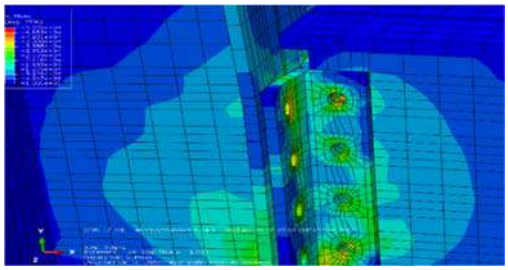


شكل 23: وصلة زاوية العصب المزدوجة المثبتة بالبراغي

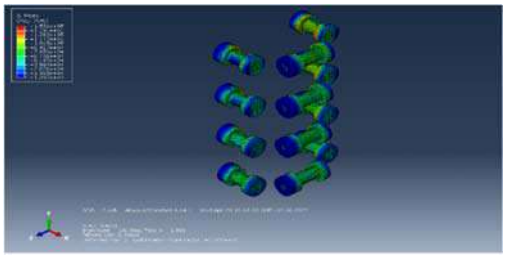


شكل 24 : وصلة زاوية العصب المزدوجة المثبتة اللحام

فتحات مجرى البراغي المرتبطة بالكمرة حدث لها تركيز للإجهادات بسبب مقاومة الارتكاز(bearing strength) بين البراغي والفتحات، حيث أن مقاومة الارتكاز يتم فيها زيادة مستويات القص في البراغي وبالتالي تزيد من مقاومته، كما هو موضح في شكل (25). وأن البراغي المرتبطة بالعمود في منطقة الشد لم يحدث لها أي استطالة أو تشوه بسبب مقاومتها العالية، حيث تزيد مقاومتها ب 50% عن مقاومة البراغي المرتبطة بالكمرة، كما هو موضح في شكل (26).



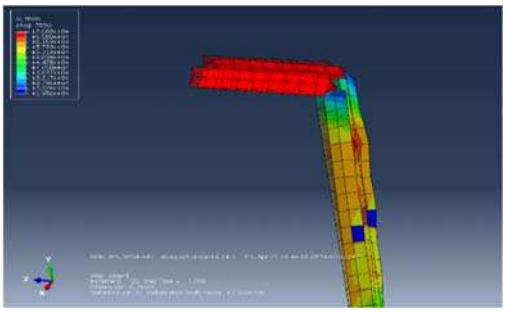
شكل 25: إجهادات وصلة زاوية العصب المزدوجة بدون براغي



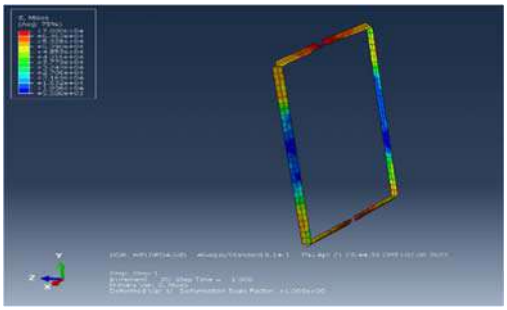
شكل 26: إجهادات البراغي لوصلة زاوية العصب المزدوجة

يلاحظ أن اللحام الأفقي المتصل مع الكمرة تحصل على قيمة أعلى للإجهادات من اللحام الرأسي، ويرجع سبب ذلك إلى بُعده عن مركز الثقل لنموذج اللحام، ونلاحظ حدوث تشوه للحام الرابط بين الكمرة والصفيحة في المستوى الرابط مع الكمرة، وذلك بسبب الإزاحة الأفقية التي سببت في إجهاد قص على هذا المستوى كما هو موضح في الشكل (27).

يرى أن الإجهادات عالية وتشوهات صغيرة في اللحام المتصل مع العمود وعند نهاية الأطراف المتصلة مع الصفيحة، ويرجع سبب ذلك إلى بعده عن مركز الثقل لنموذج اللحام وإجهادات القص العمودية على طول اللحام كما هو موضح في الشكل (28).

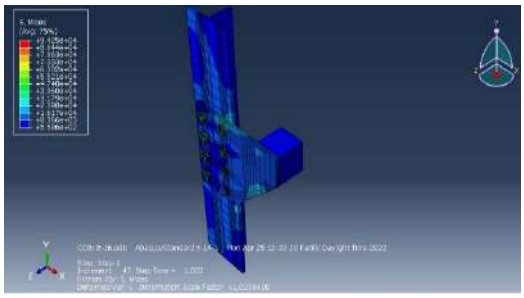


شكل 27: اللحام المتصل مع الكمرة في وصلة زاوية العصب المزدوجة

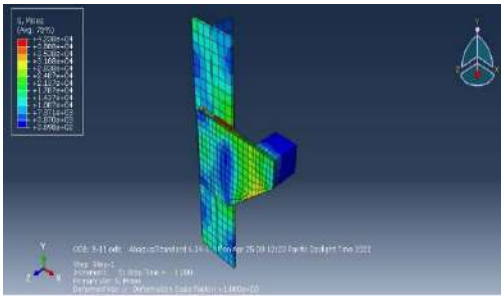


شكل 28: اللحام المتصل مع العمود في وصلة زاوية العصب المزدوجة

وصلة الكابولي القصير (Bracket connection): تم تطبيق حمل(32 kips) على وصلة البراغي و(46.5 kips) على وصلة اللحام، وهذه القيم هي نصف قيم السعة التحملية وذلك لأن الوصلة تم تقسيمها إلى نصفين ومعاملتها على أنها متماثلة لتسهيل عملية التحليل، ويظهر في شكلين (29-30) وصلة الكابولي القصير لوصلة البراغي واللحام.

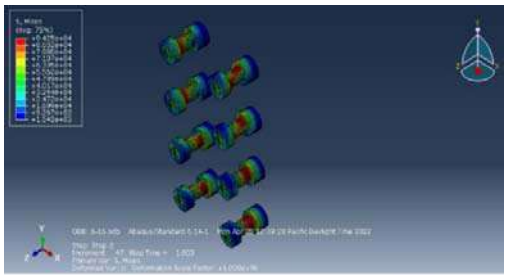


شكل 29: وصلة الكابولي القصير المثبتة بالبراغي

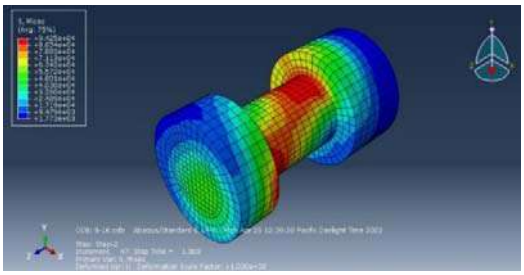


شكل 30: وصلة الكابولي القصير المثبتة باللحام

يُلمَح أن أعلى قيمة للإجهادات تم الحصول عليها في هذه الوصلة كانت للبراغي كما هو موضح في شكل (31)، وتحديداً للبراغي الموجود في أول صف، وأقربها لمركز التحميل كما هو موضح في شكل (32)، ويرجع سبب ذلك إلى الإزاحة حيث إن البراغي القريبة من القوى تكون إزاحتها أكبر، وأيضا إلى بعده عن مركز الثقل وصلة البراغي، حيث إن مقاومة البراغي البعيدة للأحمال تكون أقل.

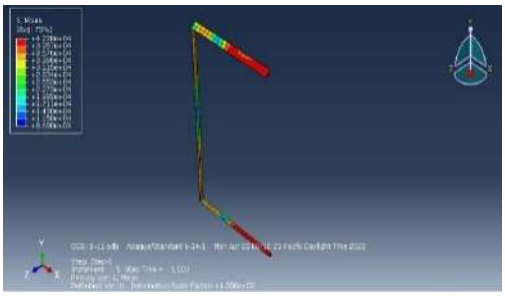


شكل 31: إجهادات البراغي لوصلة الكابولي القصير



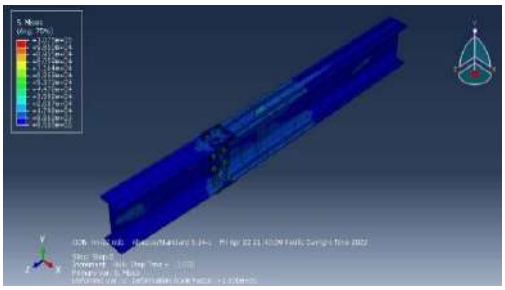
شكل 32: البراغي المتحصل على أعلى قيمة للإجهادات

يظهر أن أبعد نقطة عن اللحام ينتج بها أعلى قيمة للإجهادات عن الباقي كما هو موضح في شكل (33)؛ ويرجع سبب ذلك إلى بعده عن مركز الثقل، حيث إن النقاط البعيدة تكون مقاومتها أقل، ويحتمل أيضا رجوع السبب إلى قربها من موضع التحميل حيث إن النقاط القريبة من القوى تكون إزاحتها أكبر، ومنه يتولد إجهاد أعلى.

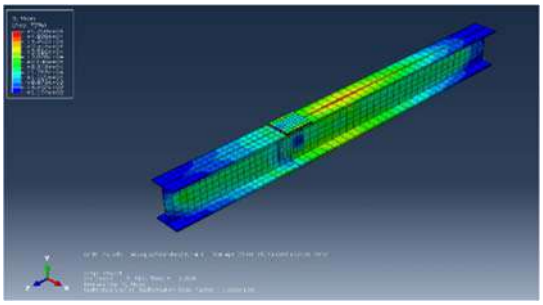


شكل 33: إجهادات اللحام في وصلة الكابولي القصير

وصلة التجميع (Splice connection): تم تطبيق حمل(20 kips) على وصلة البراغي حيث كانت هذه القيمة أقل من السعة التحميلة التي تم الحصول عليها من التصاميم اليدوية بنسبة 16%، ويرجع سبب ذلك إلى عدم توفر الإمكانيات من ناحية كِبَر الوصلة وعدد أجزاء قسمة الشبكة (Mesh Elements) في هذه الوصلة، مما صَعّب على البرنامج عملية التحليل، وتم تطبيق حمل قدره (47Kips) على وصلة اللحام، ويظهر في شكلين (34 و35) وصلة التجميع في حالة الربط بالبراغي وحالة الربط باللحام على التوالي.



شكل 34: وصلة التجميع المثبتة بالبراغي

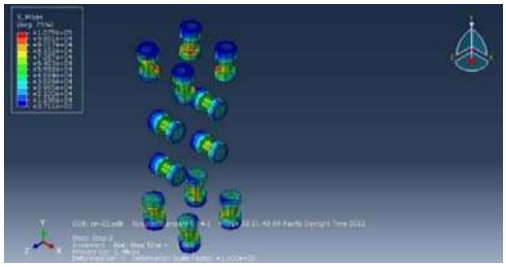


امشكل 35: وصلة التجميع المثبتة باللح

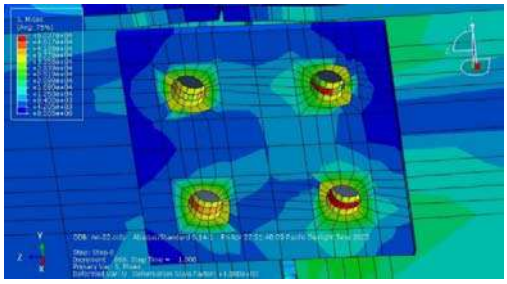
الملاحظ أن البراغي في منطقة الشفة (flange) كانت لها أعلى إجهادات من البراغي في منطقة العصب (web)، ويمكن أن يرجع سبب ذلك لكِبَر مقاومة البراغي في منطقة العصب (web) بنسبة 46.6% عن مقاومة البراغي في منطقة الشفة (flange)، كما هو موضح في شكل (36).

أما بالنسبة للبراغي في منطقة العصب (web) تركّزت معظم الإجهادات في فتحات البراغي وذلك بسبب مقاومة الارتكاز (bearing strength) للبراغي، حيث ساعدت على زيادة مستويات القص للبراغي، مما رفعت من قيمة مقاومته.

الإجهادات في فتحات البراغي كانت مركزه في المنطقة القريبة من القوة أكثر من المنطقة البعيدة عنها كما هو موضح في شكل (37)، ويرجع سبب ذلك إلى أن إزاحة فتحات البراغي القريبة من مركز التحميل كانت أكبر من الإزاحة في فتحات البراغي البعيدة عن التحميل.



شكل 36: إجهادات البراغي لوصلة التجميع

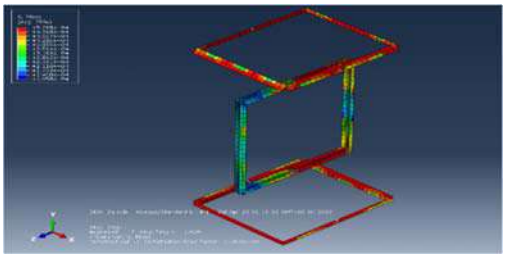


شكل 37: إجهادات فتحات البراغي

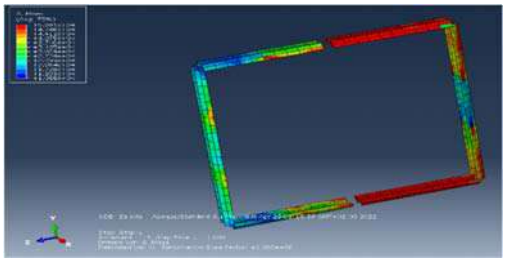
اللحام في منطقة الشفة (flange) كانت له أعلى قيمة للإجهادات من اللحام في منطقة العصب(web)، ويمكن رجوع سبب ذلك إلى أن مقاومة اللحام في منطقة العصب(web) أكبر بنسبة 53.4% من اللحام في منطقة الشفة (flange) كما هو موضح في الشكل (38).

بالنسبة للإجهادات القريبة من منطقة التحميل؛ يلاحظ علوها عن الإجهادات البعيدة عنها، كما هو موضح في الشكل (39) على الرغم من أن الطرفين لديهما نفس المقاومة والقوة المسلطة، ويمكن أن يرجع سبب ذلك إلى أن إزاحة اللحام القريب من موضع التحميل أعلى من إزاحة اللحام البعيد عنه.

وبالنسبة للحام الأفقي في منطقة العصب (web)؛ تحصلت أطراف اللحام البعيدة عن مركز الثقل على إجهادات عالية، ويمكن أن يرجع السبب لضعف مقاومتها عن باقي أجزاء اللحام.



شكل 38: إجهادات اللحام في وصلة التجميع

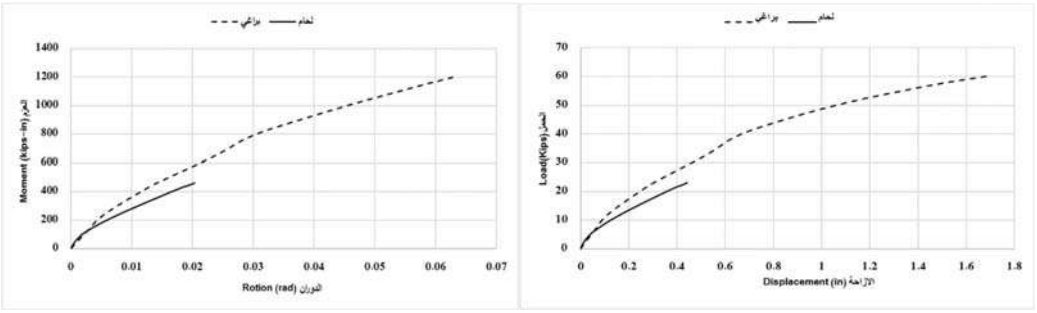


شكل 39: إجهادات اللحام في منطقة العصب في وصلة التجميع

نتائج الدراسة الحالية

وعلى غرار سابقتيها؛ يعرض بالتالي جميع تفاصيل النتائج المتعلقة لكل نوع وصلة على حد سواء:

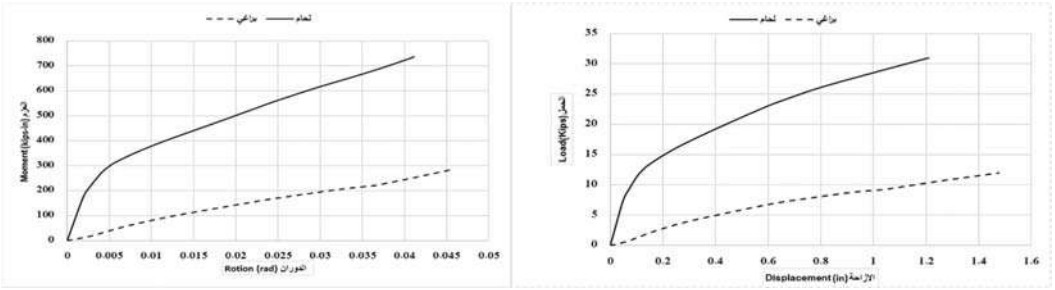
وصلة نهاية الصفيحة (End plate connection): الملاحظ في الشكل (40)، أنه حتى عند قوة تحميل قدرها (6 Kips) كان للوصلتين نفس السلوك وكانت السعة التحميلة لوصلة البراغي أقوى من وصلة اللحام بنسبة 62%.



(أ) العلاقة بين الحمل والإزاحة لوصلة نهاية الصفيحة (ب) العلاقة بين العزم والدوران لوصلة نهاية الصفيحة

شكل 40: مقارنة تأثير العوامل المتفاوتة على متغيرات وصلة نهاية الصفيحة

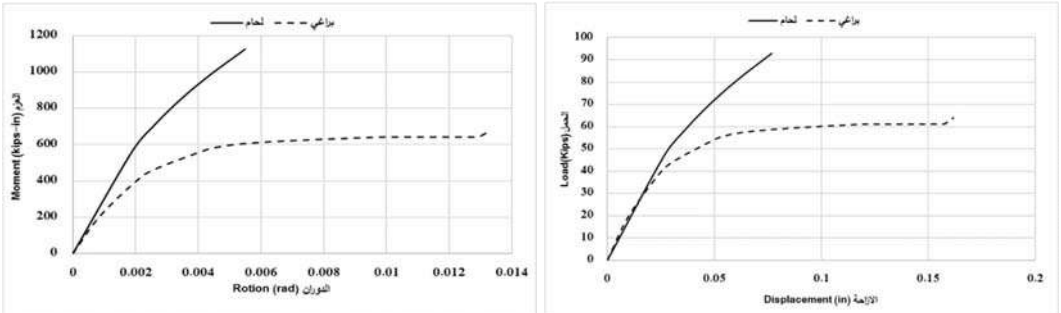
وصلة زاوية العصب المزدوجة (Double web angle connection): يلاحظ من الشكل (41)، أن الوصلتين من البداية كان لهما سلوك مختلف تماماً، وكانت السعة التحميلة لوصلة اللحام أقوى من السعة التحميلة لوصلة البراغي بنسبة 61%.



(أ) العلاقة بين الحمل والإزاحة لوصلة زاوية العصب المزدوجة (ب) العلاقة بين العزم والدوران لوصلة زاوية العصب المزدوجة

شكل 41: مقارنة تأثير العوامل المتفاوتة على متغيرات وصلة زاوية العصب المزدوجة

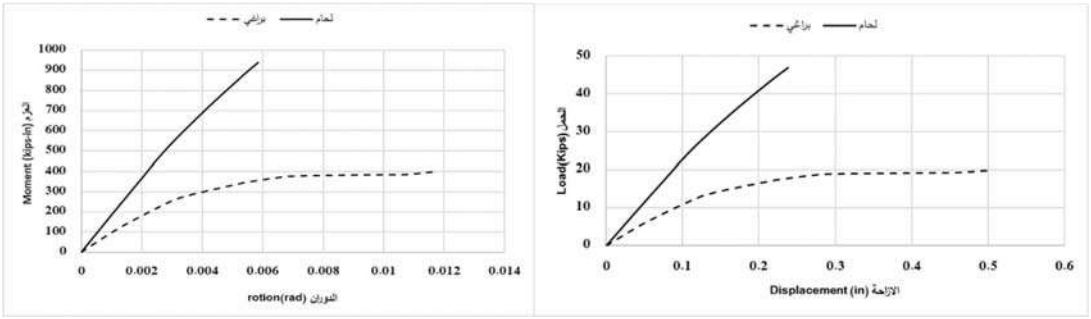
وصلة الكابولي القصير (Bracket connection): الملاحظ في الشكل (42)، أنه حتى عند قوة تحميل قدرها (30Kips) كان للوصلتين نفس السلوك، وكانت السعة التحميلة لوصلة البراغي أقوى من وصلة اللحام بنسبة 31%.



(أ) العلاقة بين الحمل والإزاحة لوصلة الكابولي القصير. (ب) العلاقة بين العزم والدوران لوصلة الكابولي القصير

شكل 42: مقارنة تأثير العوامل المتفاوتة على متغيرات لوصلة الكابولي القصير

وصلة التجميع (Splice connection): نرى في الشكل (43)، أن الوصلتين منذ البداية كان لهما سلوك مختلف تماماً، وكانت السعة التحميلة لوصلة اللحام أقوى من السعة التحميلة لوصلة البراغي بنسبة 49%.



(أ) العلاقة بين الحمل والإزاحة لوصلة التجميع (ب) العلاقة بين العزم والدوران لوصلة التجميع

شكل 43: مقارنة تأثير العوامل المتفاوتة على متغيرات لوصلة التجميع

أثبتت وصلات اللحام أنها أفضل من وصلات البراغي وذلك على الرغم من تحميلها بقوة أكبر فإنها تعطي قيم إزاحة ودوران أقل من وصلات البراغي، ويمكن رجوع سبب ذلك إلى أن وصلات اللحام تعطي قيم إجهادات أقل من وصلات البراغي؛ لهذا يمكنها مقاومة قوى أكبر، ولكن ليس على وجه الدوام؛ حيث أن وصلة لحام نهاية الصفيحة كانت سعتها أقل بنسبة 62% من وصلة البراغي، يرجع سبب ذلك إلى صغر طول اللحام، حيث أن المسؤول الرئيسي عن مقاومة وصلات اللحام هو طول اللحام وسمكه، وتم محاولة استخدام أقصى سمك للحام في التصميمات اليدوية ولكن نتجت مقاومه أقل بنسبة 53% من وصلات البراغي.

يستنبط أيضاً في وصلتيّ نهاية الصفيحة ووصلة الكابولي القصير؛ إذ كان لهما سلوك مشابه عند بداية التحميل، ويمكن أن يرجع سبب ذلك إلى أن مجموعة العناصر لإزالة في نطاق المرونة.

الاستنتاجات

1. بشكل عام تعتبر وصلات اللحام أفضل نسبياً من وصلات البراغي، حيث إن وصلة زاوية العصب المزدوجةDouble web angle connection كانت ذات سعة تحملية أكبر للحام بنسبة 61.2% من السعة التحملية للبراغي، وفي وصلة الكابولي القصير Bracket connection كانت السعة التحملية للحام أكبر بنسبة 31.1% من السعة التحملية للبراغي، وفي وصلة التجميع Splice connection كانت السعة التحملية للحام أكبر بنسبة 49% من السعة التحملية للبراغي، أما بالنسبة إلى وصلة نهاية الصفيحة End plate connection فالنتائج تختلف إلى حد ما، حيث كانت السعة التحملية للحام أقل بنسبة 62% من السعة التحملية للبراغي.
2. البراغي الموجودة في منطقة الشد يحدث لها استطاله، مما تسبب تشوه في قطر البرغي أو ما يعرف بالرقبة (Neck).
3. البراغي الموجودة في منطقة الشد في وصلتيّ نهاية الصفيحة وزاوية العصب المزدوجة؛ كان لهما قيم إجهادات أكبر عن تلك البراغي الموجودة في منطقة الضغط، ويحتمل رجوع سبب ذلك إلى تولد إجهادات شد وقص معاً بالبرغي الواحد، أي لا تتولد أي إجهادات ضغط، بمعنى أن منطقة الشد تولدت إجهادات شد وقص معاً، اما في منطقة الضغط فتولدت إجهادات قص فقط؛ والسبب في ذلك هو انتقال الحمل عن طريق الاحتكاك بين الأسطح الملامسة لصفيحة والعمود، على عكس منطقة الشد التي ينتقل الحمل فيها عن طريق احتكاك الأسطح الملامسة للبرغي مما يولد إجهادات في هذا البرغي.
4. التشوه الناتج عند تعرض اللحام إلى قوة يعود سببه بشكل أساسي إلى إجهاد القص العمودي على طول اللحام.
5. على الدوام؛ يصاحب الارتفاع التدريجي الملحوظ للإجهادات بعد المنطقة المعنية عن مركز الثقل العام للنموذج.
6. الوصلات القريبة من مركز التحميل تكون لديها إزاحة كبيرة ومقاومة أقل وبالتالي إجهادات أعلى.
7. وصلات اللحام تعطي قيم اجهادات وإزاحات أقل من وصلات البراغي على الرغم من تحميلها بقوة أكبر، ويعلل ذلك أن المادة الخام للحام الوصلات لا تحتوي على ثقوب مثل ما هو الحال في الوصلات المثبتة بالبراغي، حيث أن هذه الثقوب تساعد على إزاحة ودوران للوصلة بصورة أكبر؛ مساحة الوصلة أيضاً لها تأثير بالخصوص، إذ

أن اللحام ذا مساحة سطحية أكبر ويحيط بالقطاع ككل، ويجدر بالذكر أيضاً أن جساءة اللحام تكون أكبر نسبياً من الأخرى التي بالبراغي بسبب سمكه الصغير والدوران بنسب أقل مما يولد زيادة في القدرة التحملية للحام.

المراجع

1. James Ronald Ostrander, Saskatoon, Saskatchewan,1970, AN EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF END PLATE CONNECTIONS, July, 127.
2. 2005 , American Institute of Steel Construction. Steel construction manual Amer Inst of Steel Construction.
3. Wai-fah ghen, Norimitsu kisihi, and Masato komuro, 2011 ,Semi-rigid connections hand book, January.
4. Hibbit, D., B. Karlsson, and P. Sorensen ,2005, Getting started with ABAQUS-Version 6.5. Hibbit, Karlsson and Sorensen Inc.
5. 2014 ,Abaqus, Version. 6.14 Documentation. Dassault Systems Simulia Corporation651.
6. Charles G. Salmon, 2008 ,Steel Structures: Design and Behavior, 5th Edition.
7. William T. Segui, January 1, 2012 ,Steel Design, 5th edition.
8. Thomas M. Murray, Ph.D., P.E, Emmett A. Sumner, Ph.D., P.E, April 2004 ,Steel Design Guide Extended End-Plate Moment Connections Seismic and Wind Applications, Second Edition First Printing.
9. John Wiley, and Sons, March 4, 1994 ,Steel structures controlling behavior through design, 1st edition.

دراسة تأثير التسليح العرضي للأعمدة الخرسانية المطوقة باستخدام النمذجة الجملونية ثلاثية الابعاد

د/عثمان أبوبكر القاضي الحضيري[1]، د/محمد الكيلاني يحي[2]
1 أ.مساعد بقسم الهندسة المدنية /كلية الهندسة /جامعة سبها
2 أ.مساعد بقسم الهندسة المدنية /كلية الهندسة /جامعة سبها

ملخص

كما هو معروف أن من خصائص مادة الخرسانة البنيوية إذا ما تم النظر إليها من مستوى قريب هو التركيب العشوائي لنسيجها المركب من مواد مختلفة كالركام الخشن والناعم والمادة الاسمنتية اللاحمة بينهما إضافة إلى المواد المضافة الأخرى. هذا النسيج ذو البنية العشوائية ربما يكون السبب الأبرز وراء صعوبة التنبؤ بسلوك الخرسانة وتصرفها وتتبع مسارات تشققها بشكل دقيق إضافة إلى تفاوت متانة المقاطع والنقاط المتجاورة بالعنصر الخرساني كنتيجة لهذه العشوائية، ولهذا السبب أجريت دراسات عديدة تعتمد على الابتكار في استخدام طرق تقنية متنوعة لأجل الوصول لفهم هذه الطبيعة ومحاكاة العناصر الإنشائية الخرسانية بأساليب متعددة من ضمنها النمذجة الشبكية Lattice Modelling.

إن دراسة سلوك وتصرف الأعمدة الخرسانية المطوقة بأشكال مختلفة من التسليح العرضي باستخدام برامج هندسية كالاباكوس Abaqus والانسيس Ansys والكوزموس Cosmos وغيرها وهي برامج تعتمد على نظرية العناصر المحدودة في التحليل تفتقر إلى تطبيق النمذجة الجملونية Truss Modelling والتي تعتبر تجربة فريدة من نوعها ولاتزال تطبيقاتها قليلة ومحدودة في رصد سلوك العناصر الخرسانية. تعتبر هذه النمذجة هي إحدى الطرق الرقمية الناجحة لنمذجة التشققات في الخرسانة والتي تعتمد على طريقة العناصر المحدودة حيث تقوم بتحويل النسيج الخرساني المصمت إلى عناصر جملونية ترتبط في عقد وتحمل خواص الخرسانة في الشد والضغط والمقاومة.

في هذه الورقة تم تحليل طيف واسع من الأعمدة الخرسانية ذات تسليح عرضي متدرج في الكمية وذو أساور جانبية تتدرج في البعد بينها باستخدام النمذجة الجملونية حيث تم تحميل هذه الاعمدة حتى الفشل ورصد سلوكها من خلال رسم العلاقة بين التحميل والتشوه المصاحب له.

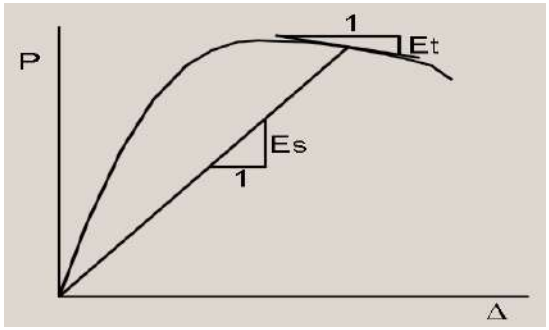
أظهرت هذه الدراسة نتائج جيدة وبينت قدرة النمذجة الجملونية على إلتقاط المراحل المرنة وغير المرنة لسلوك العمود كما أظهرت نتائج مهمة في القدرة على فحص تأثيرات حصر محتوى الفولاذ والتباعد وعلى آليات فشل الأعمدة الخرسانية تحت الضغط المحوري، وأخيرا وجد أن مقدار وتباعد التعزيز العرضي يؤثر على نوع الفشل والذي يمكن أن يكون نتيجة القص او انهيار مادة الخرسانة.

كلمات دالة: النمذجة الشبكية Lattice Modelling، النمذجة الجملونية Truss Model، التسليح العرضي Transverse Reinforcement، العمود الخرساني Concrete Column، منحنى الإجهاد والانفعال Stress and strain Curve.

مقدمة

يعتبر ظهور نظرية العناصر المحدودة وتطور تقنية (الكمبيوتر) من الأدوات الفعالة التي عززت من القدرة على تحليل المسائل الانشائية الصعبة والمعقدة، أهم هذه المسائل الإنشائية المعقدة هو حل المسائل اللاخطية التي تتميز بصعوبة الوصول فيها إلى الحل حتى باستخدام تقنيات عالية [1-4]. إن سلوك المواد اللاخطية غالبا تكون نمذجته بواسطة نظرية اللدونة عن طريق التحميل المتزايد Incremental theory [5] مع استخدام مسائل رياضية خاصة كتحليل التكامل الرياضي لمسارات التحميل المعقدة التي تطرأ على كتلة العنصر أو مادته أثناء التحميل[6-7].إن محاولة حل المشاكل الملموسة باستخدام هذا النهج تصاحبه صعوبات إضافية مرتبطة بالعلاقة بين الإجهاد والانفعال التي يمكن أن تؤدي إلى عدم استقرار حسابي وعددي [8-9] لذلك تم تقديم تقنيات فنية على مدى سنوات طويلة لحل هذه المشكلات بمستويات مختلفة من النجاح [10] كما يمكن الرجوع إلى نمذجة المشبكات Lattice Modelling بأنواعها المختلفة لسلوك الخرسانة في هذه المقالات [18-11]. إن التحليلات المستندة على المشبكات الجملونية تعرف باسم نموذج الضاغط والشداد Strut and Ties Modelوهي أداة حسابية رئيسية في التصميم الخرساني خاصة في مناطق تركيز الإجهادات، وهذا النموذج يعتمد على البساطة في اختبار التوازن النهائي لانهيار العنصر.

في هذه الدراسة تم فحص سلوك الاعمدة القصيرة المعرضة لضغط محوري صافي اعتمادا على النمذجة الجملونية Lattice Modelsوالتي من أنواعها التشبيه الجملوني Truss Analogy حيث يوجد منها أنواع عديدة لا يسع المجال لذكرها هنا وتستخدم لوصف ميكانيكية الانهيار للمادة. النموذج المقدم في هذه الورقة هو عبارة عن أداة حسابية طورت من قبل الباحث [17] لنمذجة العناصر الخرسانية في ثلاثة أبعاد وهي أداة مطورة وموسعة عن دراسة سابقة محدودة قدمت لنمذجة الأعمدة الخرسانية في بعدين من قبل الباحث [16]. أجرى الباحث [17] من خلال هذه الأداة الثلاثية الأبعاد تطبيقات واسعة لاختبار سلوك العتبات العميقة والضحلة وكذلك الأعمدة المعرضة لضغط محوري وكانت النتائج دقيقة ومعتبرة يمكن الاعتماد عليها في استخدام تلك الأداة في اختبارات إضافية على سلوك العناصر الخرسانية كالدراسة التي نقدمها في هذه الورقة. تعتمد النمذجة الجملونية بشكل أساسي على العناصر التالية (1) استخدام عناصر تسلك سلوكا أحادي البعد لبساطته من ناحية المفاهيم والحساب مرجعه ذلك إلى قلة عدد درجات الحرية. (2) بالإمكان نمذجة سلوكها المتمثل في العلاقة بين الإجهاد والانفعال باستخدام معامل القاطع Secant Moduli لكامل المنحنى الذي يعطي قيما موجبة لمصفوفة الصلادة تحافظ على الاستقرار الحسابي في كل مراحل التحميل انظر الشكل (1).

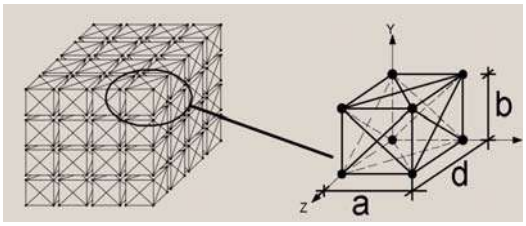


شكل 1: يوضح الفرق بين المعامل القاطع Secant Moduli(Es) والمعامل المماسي Tangent Moduli (Et)في حساب مصفوفة الصلادة.

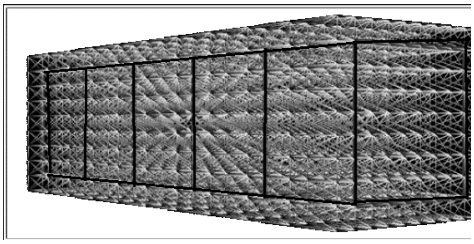
إن المساهمة في هذه الدراسة تتمثل في تجربة أداة نظرية وحسابية لاختبار الأعمدة القصيرة والمطوقة بالتسليح العرضي عند تعرضها للانضغاط المحوري حيث يراعي التحليل الاستجابة اللاخطية للخرسانة بما في ذلك تأثير التسليح العرضي على خصائص منحنى المادة المعبرة على التصلب Hardening والتليين Softening والقطع Ultimate . استخدام هذا النموذج يقود إلى حلول أكثر استقرارا من الناحية الحسابية إضافة إلى التقاط حالات الفشل نتيجة التهشم او القص لمادة الخرسانة. التحليل المستخدم في هذا النموذج ثلاثي الأبعاد والغرض منه مراقبة تصرف العمود ورصد الانهيار المتتابع بيانيا أثناء التحميل ويمكن القول بأن هذه النمذجة قد أوفت بالمتطلبات المنشودة.

التشبيه الجملوني للخرسانة

يتم تشبيه كتلة العمود الخرسانية (النسيج الخرساني) بتحويل جسم العمود المصمت إلى مجموعة من الوحدات البنائية المكعبة، وكل وحدة بنائية تتكون من عناصر جملونية محورية (في اتجاه x,y,z) وقطرية انظر شكل(a2)



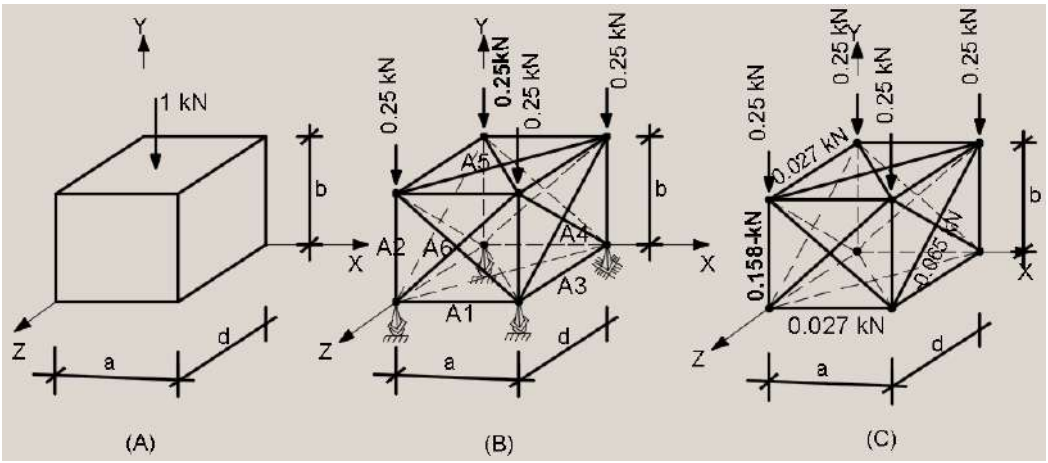
شكل a2): تقسيم العمود إلى وحدات بنائية متجاورة [17]



شكل b2): شكل العمود النهائي وفولاذ التسليح [17]

يحمل كل عنصر منها صفات الخرسانة في الضغط والشد وتكون مرتبطة مع بعضها البعض في عقد لها ثلاث درجات حرية أي (انتقالات في اتجاه x,y,z)، تشكل هذه الوحدات في مجموعها قالب العمود وشكله الهندسي بأبعاده الثلاثة (الطول والعرض والارتفاع) ويتم إدماج حديد التسليح الطولي والعرضي في مكانه ضمن هذه العناصر كما بشكل(b2). يتم حساب مساحة مقاطع عناصر العمود الجملوني عن طريق حساب المساحة المكافئة للعمود الحقيقي المصمت وذلك بحساب مساحة مقاطع عناصر الوحدة البنائية وفق طريقة تسمى بطريقة المقاومة المنصوص عليها في [17] ، تعتمد هذه الطريقة على تناسب أعضاء جمالون الوحدة البنائية في توفير المقاومة المكافئة للوحدة البنائية التي تساوي مقاومة مقطع العمود الحقيقي المصمت عند تعريضه لقوة ضغط خارجية قيمتها الوحدة (Kn 1) في اتجاه احد المحاور(y) عند تقييد المحاور الأخرى (x,z) ومن ثم إيجاد القوى الداخلية في عناصر الوحدة البنائية الجملونية عن طريق التحليل الانشائي وإيجاد أكبر قوة ناشئة في العناصر الجملونية انظر شكل 3(b, a) يتم تكرار تطبيق قوة الوحدة في الاتجاهين الاخرين كل على حدة مع استخدام نفس الشروط الحدية في كل مرة.

تعمم قيمة القوة الأكبر الناتجة من التحليل في الاتجاهات الثلاثة على كل عناصر الوحدة البنائية واعتبارها هي القوة المتحكمة في المنظومة ومن ثم يتم تصحيح هذا الاجراء لاحقا باستخدام معامل تصحيح، تساوي هذه القوة المتحكمة الناتجة من التحليل 0.158 kN. بهذا الاجراء يجب أن تساوي مقاومة الوحدة البنائية المصمتة مقاومة العناصر الجملونية للوحدة البنائية مجتمعة وذلك عن طريق المعادلة (1)



شكل 3:a) تطبيق حمل الوحدة، b) الشروط الإسنادية، c) القوي الداخلية بعناصر الوحدة البنائية[17]

$$\frac{1}{(a.d)} = \frac{0.158}{A} \quad (1)$$

وبتطبيق المعادلة أعلاه في كل اتجاه يمكن حساب قوة الأعضاء ومساحة المقطع العرضي المكافئ للعناصر الرأسية والأفقية على النحو المبين بالمعادلات 2 و3 و4

$$A1 = 0.158\, b.d.Cf \quad (2)$$

$$A2 = 0.158\, a.d.Cf \quad (3)$$

$$A3 = 0.158\, a.b.Cf \quad (4)$$

وللعناصر القطرية كما هو مبين بالمعادلات 5 و6 و7

$$A4 = 0.158\frac{a.d + a.b}{2}.cf \quad (5)$$

$$A5 = 0.158\frac{b.d + a.b}{2}.cf \quad (6)$$

$$A6 = 0.158\frac{a.d + b.d}{2}.cf \quad (7)$$

حيث إن Cf معامل تصحيح يعتمد على مقاومة الخرسانة ويساوي 1 في الاعمدة من خلال التحليلات التي أجريت سابقا في الدراسة [17].

منحنى الإجهاد والانفعال للخرسانة

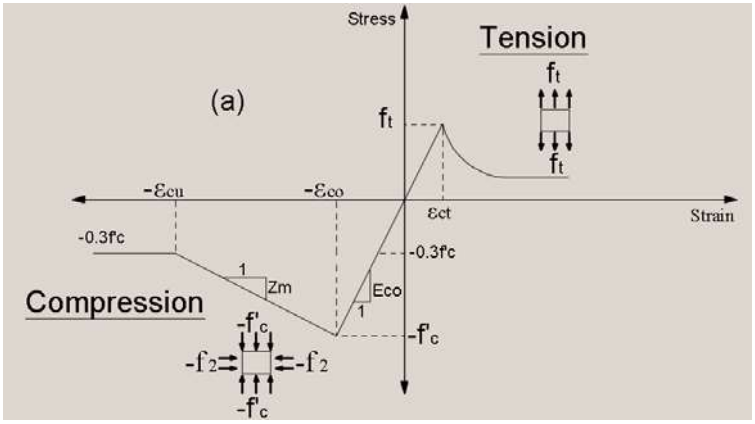
لوصف خصائص القوة والضعف لعناصر الجملون الخرسانية لابد من إعطاء هذه العناصر الخصائص الأساسية للخرسانة المحصورة بفولاذ التسليح والتي تتجاوب مع الضغط والشد والحصر طبقا لمنحنى الإجهاد والانفعال الخاص بالخرسانة. بسبب توزيع مكونات الخرسانة العشوائي فإنه ليس من السهل التنبؤ بسلوكها الفعلي وبالتالي لابد من إيجاد منحنى بنيوي مناسب يعبر عن هذا السلوك ولهذا فقد تم تبني النموذج أحادي البعد للمرونة واللدونة المبين بالشكل (4) لتمثيل خصائص القوة والتشوه لعناصر الجمالون الخرسانية مع الأخذ في الاعتبار انحسار الخرسانة بحديد التسليح الجانبي والذي بلا شك يؤثر علي سلوكها وتصرفها. يتكون هذا المنحنى في منطقة الشد من خط صاعد مرن يتبعه منحنى أسي يمثل التشقق التدريجي الحقيقي للخرسانة المحتوية على فولاذ التسليح بينما المنطقة التي تمثل الضغط تتكون من ثلاث مناطق خطية صاعدة ثم هابطة ثم تثبت عند مستوى معين من الإجهاد.

منحنى الإجهاد والانفعال لفولاذ التسليح

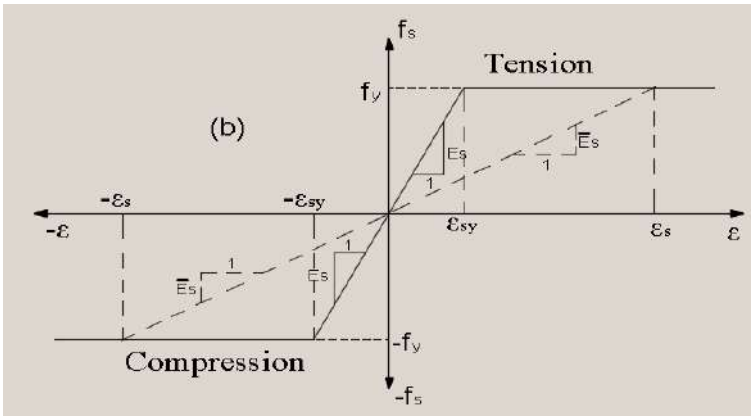
منحنى الإجهاد والانفعال لفولاذ التسليح مبين في الشكل (5) ويعتبر هذا المنحنى متماثلاً في حالتي الشد والضغط ويتكون من خط صاعد مرن ثم يقف عند قيمة ثابتة من الإجهاد.

البرنامج المستخدم في التحليل

تعتمد هذه الدراسة على استخدام برنامج 3D-Columns، المطور من قبل [17] والذي طور لغرض تحليل العناصر الخرسانية المسلحة باستخدام نظرية العناصر المحدودة للنمذجة الجملونية، تم تقييم هذا البرنامج بتحليل شريحة واسعة من الأعمدة الخرسانية المطوقة بأشكال مختلفة من التسليح الجانبي والمعرضة لضغط محوري ومقارنة سلوكها النظري بالسلوك العملي المتحصل عليه من نتائج التجارب المعملية ويبين شكل (6 a وb) بعضاً من تلك المقارنات المبنية على العلاقة بين تشوه العمود ومتانته ومقارنة حد الانهيار بمعادلة الكود الأمريكي.



شكل :4 منحنى الإجهاد والانفعال المستخدم للخرسانة



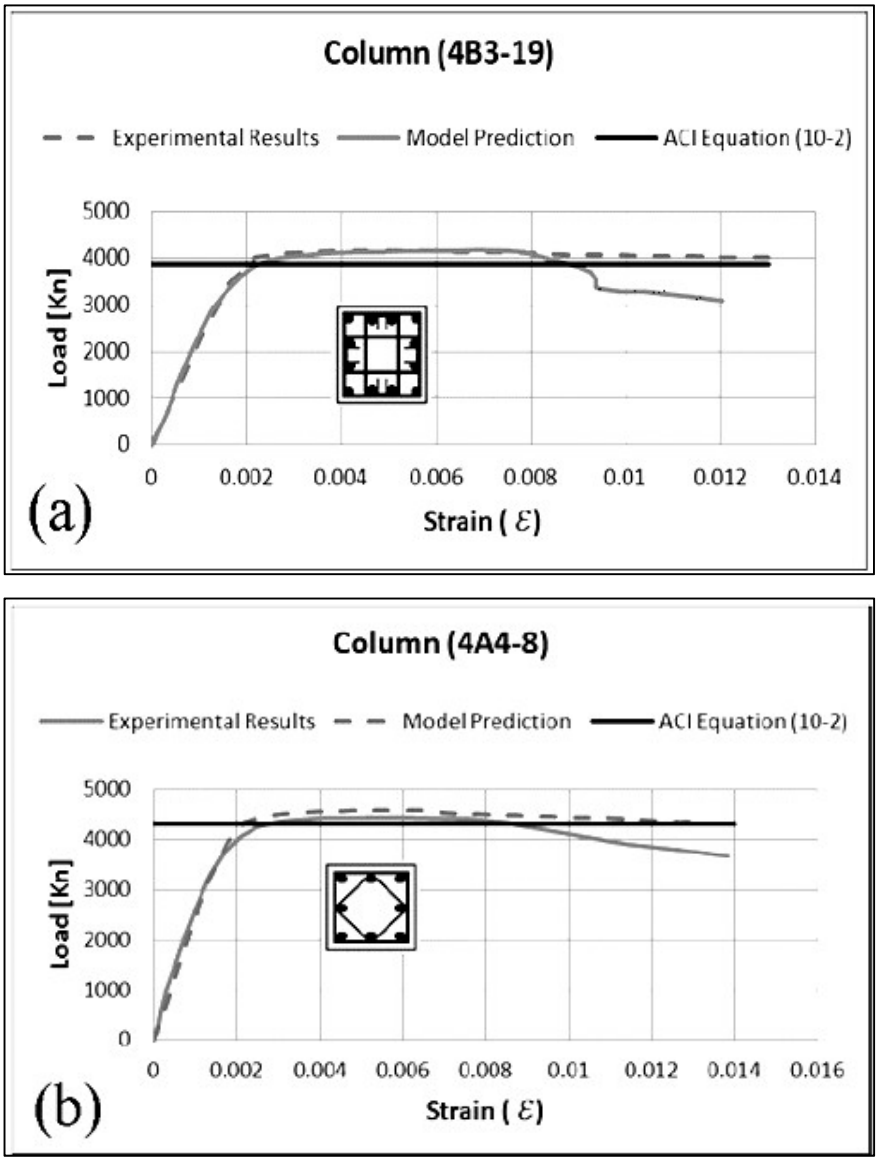
شكل 5 :منحنى الإجهاد والانفعال المستخدم لفولاذ التسليح

منهجية البحث

العوامل المؤثرة المراد فحصها لاختبار تأثير خصائص التسليح الجانبي على مقاومة العمود الخرساني المعرض لضغط محوري هي كالتالي:

1. محتوى التسليح الجانبي ويعبر عنه بالنسبة الحجمية (ρ_s) لتسليح الأساور.
2. النسبة البعدية بين مسافة أساور التسليح الجانبي وعرض العمود (s/b).

ولإجراء هذه الدراسة تم اختيار عدد (30) عموداً خرسانياً قصيراً بقطاع مربع مقاسه mm400x400 مقسم على (5) مجموعات من G_1 إلى G_5 كل مجموعة بها 6 أعمدة وكل مجموعة تحمل نفس المواصفات والخصائص ماعدا المسافة بين الاساور(s) ومحتوى التسليح الجانبي ($s\rho$) كما هو مبين بالجدول (1). بحيث تحتوي كل مجموعة على 6 نسب متفاوتة بالتسليح العرضي تبدأ بـ ρ_{1s} وتنتهي بـ ρ_{6s} مع ثبات مسافة الأساور بينها بينما تتغير المسافة بين الأساور كلما تغير اسم المجموعة.



شكل 6 (b,a):مطابقة نتائج النموذج [17] لبعض التجارب المعملية التي أجريت على أعمدة معرضة لضغط محوري من قبل [19].

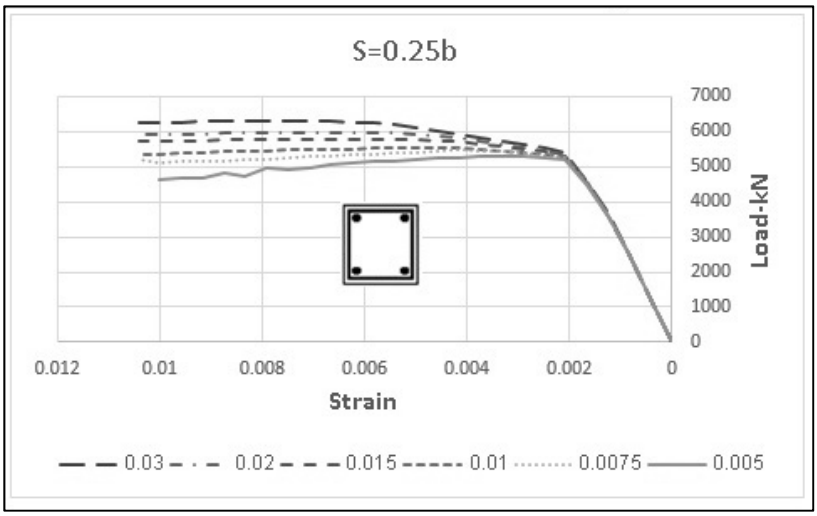
جدول 1: الخواص الهندسية لقطاعات الأعمدة

	fc'	fy	Long Reinf %	Spacing	Transvers Reinforcement					
					Volumetric Ratio					
					ρ_{s1}	ρ_{s2}	ρ_{s3}	ρ_{s4}	ρ_{s5}	ρ_{s6}
G1	30	420	2%	0.25b	0.005	0.0075	0.01	0.015	0.02	0.03
G2				0.50b						
G3				0.75b						
G4				b						
G5				2b						

مناقشة النتائج

يمكن معرفة سلوك العمود وتصرفه من خلال المحاكاة التي أجريت على الأعمدة الخرسانية المبينة بالجدول (1) والتي تم تحميلها حتى الفشل من أجل معرفة مدى مساهمة تسليح القص وتأثير طوقه في تحسين وتعزيز المقاومة والصلادة، حيث يحصر التسليح العرضي لب الخرسانة ويمنعها من التمدد مما يؤخر فشلها ويزيد من مقاومتها وصلادتها، بمعنى آخر كلما صغرت مسافة الحصر بين الأساور أو زادت كمية التسليح العرضي ازدادت المقاومة والصلادة وتأخر الفشل بغض النظر عن قيمة ونسبة التسليح الطولي الذي هو أيضا له تأثير في زيادة مقاومة العمود والذي هو خارج اختبارنا في هذا البحث، ولذلك تم تثبيت قيمته عند نسبة 2%.

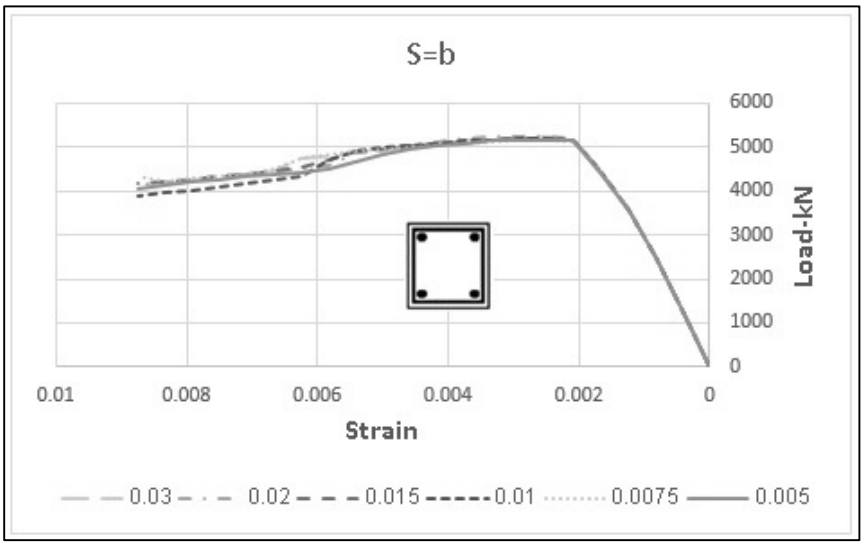
تؤكد النتائج التحليلية هذا التصور الذي يبين أداء الأعمدة الخرسانية ومقاومتها للضغط وتوضح كفاءة التعزيز التي يضفيها تسليح القص العرضي. ان المجال لا يسع هنا لاستعراض جميع النتائج المتحصلة عن الـ (30 عموداً) ولكن تدرج النتائج وتناغمها حسب السياق المرتب بالجدول يمكن حصر أهم تلك النتائج والحدود المعيارية التي تعبر عن السلوك الإجمالي لجميع الأعمدة وفق هذا السياق. يبين الشكلان 7 و8 تطابق السلوك المرن للأعمدة منذ بدء التحميل حيث تسلك جميع الأعمدة بشكلين نفس التصرف وتأخذ نفس المرونة وذلك بانطباقها تماما مع بعضها البعض ويرجع هذا التطابق إلى مساواة جميع الأعمدة في الخواص الهندسية وتحمل مقطع الخرسانة وحديد التسليح الطولي لكل المقاومة دون مشاركة التسليح العرضي عند هذه المرحلة. يستمر هذا التطابق في حد المرونة إلى أن يصل حديد التسليح الطولي إلى حد إجهاد الخضوع.بعد هذا الحد مباشرة تبدأ الأعمدة في التمايز كما في شكل (7) واكتساب مزيد من المقاومة والصلادة ويكون جليا عند أقل تباعد (s = 0.25b) حيث يلعب محتوى التسليح العرضي دورا أكبر في تعزيز مساحة



شكل 7: يبين تأثير زيادة محتوى التسليح العرضي مقارنة ببعد الأساور عندما تكون نسبة s/b=0.25

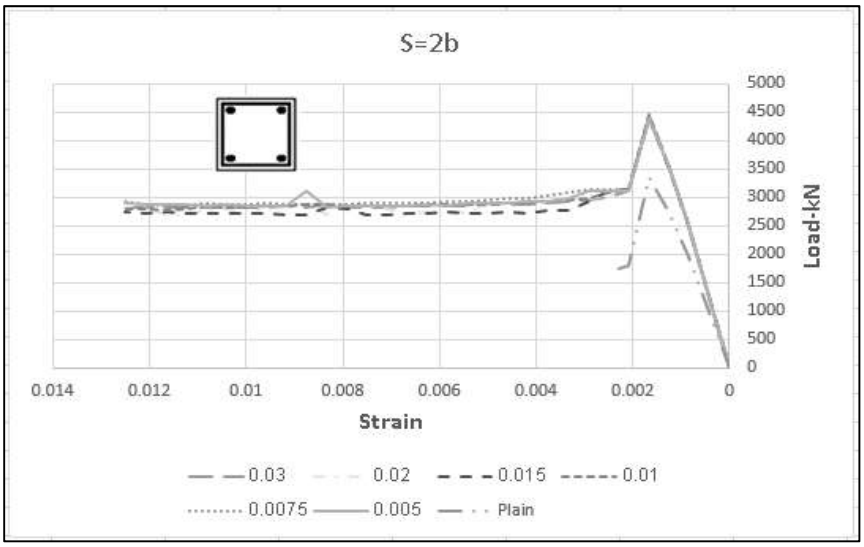
الحصر عند هذه المرحلة بسبب زيادة النسبة من 0.5% إلى 3% ، يقل هذا التأثير كلما زاد التباعد (s) ليقف تقريبا ويستقر عند s=b حيث يوضح شكل 8 تأثير تسليح الاساور عندما تتباعد وتقترب من قيمة عرض العمود أو تزيد عليه ($s \geq b$) حيث يقل أو يكاد ينعدم دورها بشكل جلي وواضح في تعزيز المقاومة ويصبح غير فعال مهما زادت نسبة التسليح العرضي.

الجدير بالذكر من ناحية أخرى تسجل المنحنيات بالشكلين 7و8 قيمة الزيادة في مقاومة العمود لتصل إلى أكثر من 6000 kNعند أعلى نسبة تسليح عرضي ($s\rho=0.03$) وتباعد ($s=0.25b$) كما تسجل انخفاض مقاومة العمود لقيمة أقل في حدود 5200 kN عند نفس النسبة.



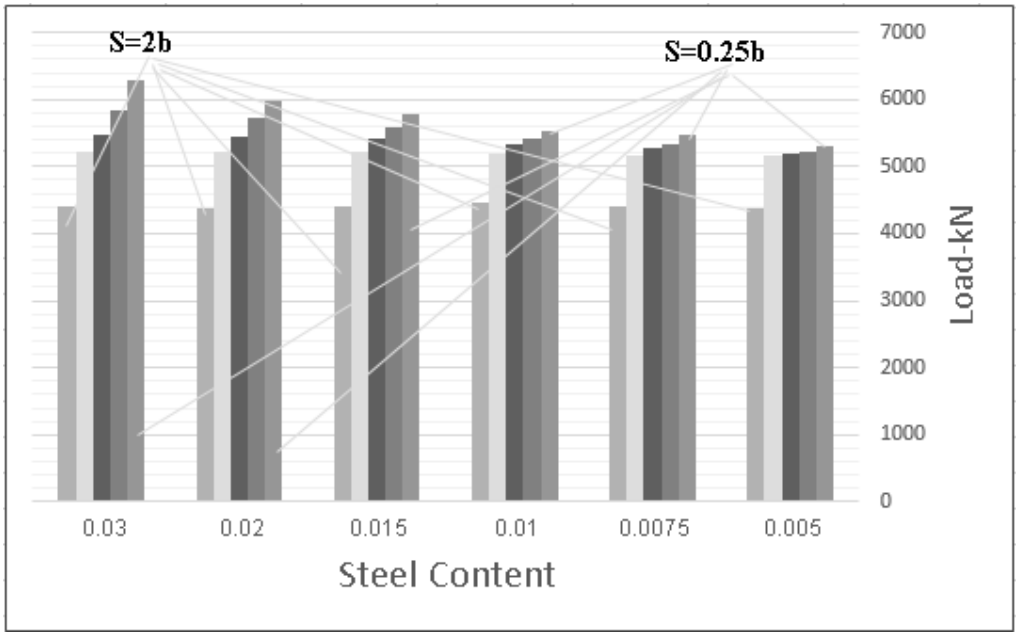
شكل 8 : يبين تأثير زيادة محتوى التسليح العرضي مقارنة ببعد الأساور عندما تكون نسبةs/b=1

أيضا عندما تتباعد الأساور إلى قيمة تساوي ضعف قيمة عرض العمود $\frac{s}{b} = 2$ فإن قيمة مقاومة العمود تنخفض تقريبا إلى 4500 kN لجميع نسب التسليح العالية والمنخفضة، وهذا التسليح العرضي يكون غير فعال بتاتا ولا يشارك في تعزيز مقاومة العمود ولا صلادته لانخفاض حصر اللب، وبالتالي فإن العمود يكسب مقاومته فقط من التسليح الطولي حيث يحصل الانهيار المفاجئ لخرسانة العمود بمجرد وصول التسليح الطولي إلى حد الخضوع. وهذا السلوك يبدو واضحا في الشكل (9) الذي يبين حدود انهيار العمود ويبين فقدان العمود لصلادته. ويبين الشكل أيضاً مقدار مقاومة العمود في حال خلوه من التسليحين العرضي والطولي (*plain concrete*) والذي تصل فيه المقاومة إلى ما يزيد عن 3000 kN وتنخفض فيه المرونة والصلادة إلى الحدود الدنيا.



شكل 9: يوضح تأثير نسب التسليح العرضي للعمود عندما يكون البعد بين الأساور كبيراً

يوضح المخطط التالي شكل (10) تأثير محتوى التسليح العرضي لكل مجموعة من الأعمدة على مقاومة العمود كما يوضح كفاءة حصر العمود في اكتسابه للمقاومة على حسب التباعد بين أساور التسليح العرضي.



شكل 10: يوضح تأثير التسليح العرضي والتباعد بين الأساور على المقاومة

الخلاصة والتوصيات

من خلال هذه الدراسة تم التوصل إلى الاستنتاجات التالية:

- إن استخدام أداة النمذجة الجملونية TM في محاكاة سلوك الأعمدة الخرسانية أدى إلى الحصول على نتائج مفيدة وناجحة في استخدام هذا النوع من النمذجة لاختبار السلوك غير المرن للأعمدة الخرسانية.
- أظهرت هذه النمذجة بوجود زيادة في مقاومة الأعمدة الخرسانية وصلادتها وذلك عند زيادة النسبة الحجمية للتسليح العرضي وكذلك نقص في المقاومة عند انخفاضها.
- تشير هذه الدراسة إلى أن لبعد أساور التسليح العرضي تأثيراً ملحوظاً على مقاومة العمود الخرساني وصلادته حيث كلما اقتربت المسافة بين الأساور ازدادت المقاومة والصلادة وكلما ابتعدت انخفضت المقاومة والصلادة وأن هذا الانخفاض يستقر عند بعد يساوي أو يزيد عن عرض العمود b.

الدراسات المستقبلية

النتائج المستمدة من تحليل النمذجة الجملونية TM وقدرتها على وصف سلوك المواد غير المتجانسة كالخرسانة تشجع على الخوض في الأبحاث المتعلقة بهذا المجال وتطبيق هذه النمذجة على أنواع أخرى من العناصر الإنشائية كالجدران والجسور والبلاطات الخرسانية المعرضة إلى أحمال مركزية وكذلك المسلحة بقضبان الفايبروغيرها. كما يمكن التوسع في هذا النوع من النمذجة بإدخال الأحمال الديناميكية والزلزالية على العناصر الخرسانية وربما أيضا دراسة مواد غير خرسانية أخرى.

المراجع

1. Stevens, N.J., Uzumeri, S.M. and Will, G.T., 1991. Constitutive model for reinforced concrete finite element analysis. *Structural Journal*, *88*(1), pp.49-59.
2. Fafitis, A. and Won, Y.H., 1994. Nonlinear finite element analysis of concrete deep beams. *Journal of Structural Engineering*, *120*(4), pp.1202-1220.2.
3. Kwon, M. and Spacone, E., 2002. Three-dimensional finite element analyses of reinforced concrete columns. *Computers & structures*, *80*(2), pp.199-212.
4. Zhao, Z.Z., Kwan, A.K.H. and He, X.G., 2004. Nonlinear finite element analysis of deep reinforced concrete coupling beams. *Engineering structures*, *26*(1), pp.13-25.

5. Chen, W.F., 1982. Plasticity in reinforced concrete, McGraw-Hill. *New York, NY, USA*.
6. Ortiz, M. and Popov, E.P., 1985. Accuracy and stability of integration algorithms for elastoplastic constitutive relations. *International journal for numerical methods in engineering*, *21*(9), pp.1561-1576.
7. Ortiz, M. and Simo, J.C., 1986. An analysis of a new class of integration algorithms for elastoplastic constitutive relations. *International journal for numerical methods in engineering*, *23*(3), pp.353-366.
8. Bažant, Z.P., 1976. Instability, ductility, and size effect in strain-softening concrete. *Journal of the engineering mechanics division*, *102*(2), pp.331-344.
9. Bazant, Z.P. and Chang, T.P., 1984. Is strain-softening mathematically admissible?. In *Unknown Host Publication Title* (pp. 1377-1380). ASCE.
10. De Borst, R., Sluys, L.J., Muhlhaus, H.B. and Pamin, J., 1993. Fundamental issues in finite element analyses of localization of deformation. *Engineering computations*.
11. Fraternali, F., Angelillo, M. and Fortunato, A., 2002. A lumped stress method for plane elastic problems and the discrete-continuum approximation. *International journal of solids and structures*, *39*(25), pp.6211-6240.
12. Li, B. and Tran, C.T.N., 2008. Reinforced concrete beam analysis supplementing concrete contribution in truss models. *Engineering Structures*, *30*(11), pp.3285-3294.
13. Papadopoulos, P.G. and Xenidis, H.C., 1999. A truss model with structural instability for the confinement of concrete columns. *European Earthquake Engineering*, *13*, pp.57-80.
14. Bazant, Z.P., 1997. Fracturing truss model: Size effect in shear failure of reinforced concrete. *Journal of engineering mechanics*, *123*(12), pp.1276-1288.
15. Salem, H.M., 2004. The micro truss model: an innovative rational design approach for reinforced concrete. *Journal of Advanced Concrete Technology*, *2*(1), pp.77-87.
16. Kiousis, P.D., Papadopoulos, P.G. and Xenidis, H., 2010. Truss modeling of concrete columns in compression. *Journal of engineering mechanics*, *136*(8), pp.1006-1014.
17. Ilgadi, O.B., 2013. *Advanced three-dimensional analysis of concrete structures using nonlinear truss models*. Colorado School of Mines.
18. عثمان الحضيري وأيمن سالم ،2018 ،مقاومة وسلوك العتبات الخرسانية المسلحة العميقة باستخدام النمذجة الجملونية، مجلد الأبحاث، ،المؤتمر الوطني السابع لمواد البناء والهندسة الانشائية، ليبيا. p192-p180
19. *Sheikh, S.A. and Uzumeri, S.M., 1982. Analytical model for concrete confinement in tied columns. Journal of the structural division, 108(12), pp.2703-272*

A Proposed Design Response Spectrum for Different Zone in Libya

Issa. A. Mohammed
Ministry of Technical &Vocational Education, Benghazi

ABSTRACT

Response spectrum is an important tool in seismic analysis and design of structures. Response Spectrum Method is required in many buildings codes for all except for very simple or very complex structures, and it is favored by earthquake engineering because it allows a clear understanding of the contributions of different modes of vibration and offers a simplified method for finding the design forces in structural members for earthquake.

The concept of response spectrum was first introduced by Housner (1941) and Biot (1942). It has been developed and recently considered as central concept in earthquake engineering, the response spectrum gives a convenient means to understand the peak response of all possible linear SDOF systems to a particular component of ground motion.

The response spectrum is a graphical relationship of maximum values of acceleration, velocity and deformation response for an infinite series of elastic single degree of freedom SDOF systems subjected to dynamic excitation. To construct a response spectrum we need to provide several seismic recordings, and implementation set of long and somewhat tough and tiring steps, including application of the numeric analysis. NEHRP 1977 simplifying this work when the ground acceleration at short period Ss and long period S_1 are available.

In a previous work made by the author and other researcher gave proposals for coefficients Ss and S_1 for the whole zones of Libya, and introduce for the first time the use of (IBC) for the Libyan case. Based on these values of Ss and S_1, a design response spectrum curve for 5% damping was proposed for different zones in Libya using the two point method of NHERP1977.

Keywords: Design response spectrum, ground acceleration at short & long period, single

INTRODUCTION

Libya's proposed specifications for the calculation and design of earthquakes (DSLS-1977) have not been developed since its proposal in 1977[1], and as a result of the lack of Libyan specifications for the calculation and design of earthquakes, the author makes suggestions to make it appropriate to use international specifications such as American and European specifications to calculate seismic loads in Libya .

Importance of the response spectrum gives the information of the ground motion produced during earthquakes and their effects on the structural system. Since the concept of response spectrum was first introduced by Housner (1941) and Biot (1942), spectra have been widely used for the purpose of differentiating between the different ground motion records and gives simple way to find the response of the all possible structural systems. [2]

In previous work the author gave proposal for coefficients Ss and S1 for the whole zones of Libya, and introduce for the first time the use of (IBC) for the Libyan case[3]. These suggested values were used in this paper to construct a Proposed Design Response Spectrum for Different zone in Libya.

SEISMIC ANLYSIS METHODS

Seismic analysis is subset of structural analysis and calculated by the response of a building structure to earthquake. It is the part of process of structural design.The analysis methods are :-

- Equivalent static method
- Response spectrum method
- Linear dynamic method
- Non-linear static analysis
- Non-linear dynamic analysis [4]

RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS

Response spectrum is an important concept for the analysis of the dynamic effect of the earthquake events on civil engineering structures .For this reason, seismic codes all around the world have adopted response spectrum as standard design prescription.It is required in many building codes for all except for very simple or very complex structures.

To perform the response spectrum analysis, the first job is to define the response spectrum of the system.

This method permits the multiple modes of response of building taken into account.For each mode ,a response is read from the design spectrun based on the modal mass. [4]

Concept of Response Spectrum

Response is very useful tools for the designing of the structure according to the safety during an earthquake. Response spectrum is a graphical relationship of maximum values of acceleration, velocity and deformation response of an infinite series of elastic single degree of freedom (SDOF) systems subjected to time dependent dynamic excitation. Nowadays, it is a central concept in earthquake engineering, the response spectrum gives a convenient means to understand the peak response of all possible linear SDOF systems to a particular component of ground motion. [5]

Parameters Affecting Response Spectra

The response spectral values are dependent on various factors like,

- Soil condition
- Energy relased mechanism
- Damping in the system
- Epicentral distance
- Focal depth
- Richter magnitude
- Time period of the system [6].

Construction Of Response Spectrum

The construction of Response Spectrum requires the solution of single degree of freedom system(SDOF) for a sequence of natural frequency values and damping ratio in the range of interest. Every solution provides only one point (with maximum ¸value) of the response spectrum.

All of these maximum response values are plotted against natural frequency to construct a single response spectrum. [5]

The response spectrum for given ground motion component $\ddot{y}_g$ can be developed by implementation of the following steps :-

1. Numerically define the ground acceleration $\ddot{y}_g$; Apply the local recorded earthquakes or, the existing earthquake accelerogram recorded in the internet can be used.
2. Select the damping ratio ξ of an SDOF system.
3. Select the natural vibration period T_n
4. Compute the deformation response z(t) of this SDOF system due to the ground motion $\ddot{y}_g$; by any of the numerical methods.
5. Determine, the maximum value z(t) as S_d
6. Calculate the other spectra response $S_v = PS_d$ and $S_a = P^2S_d$.
7. Repeat steps 3 to 6 for range of T_n
8. Draw the response spectrum for the specified damping ratio (ξ).
9. Repeat steps 2 to 8 for another value of damping ratio (ξ). [7]

SUGGESTED RESPONSE SPECTRUM

Considerable computational effort is required to generate an earthquake response spectrum.NATIONAL EARHQUAKE HAZARD REDUCTION PROGRAMME (NEHRP, 1997) suggested using Two-Point method to construct the horizontal response spectrum.

This method uses the spectral values at 0.2 sec and 1.0 sec time period , In previous work the author gave a proposal for coefficients Ss and S1 for the whole zones of Libya ,and introduced for the first time the use of (IBC) for the Libyan case. These suggested values were used in this paper.

The parameters used to construct response spectrum illustrated in the Fig .1. [8]

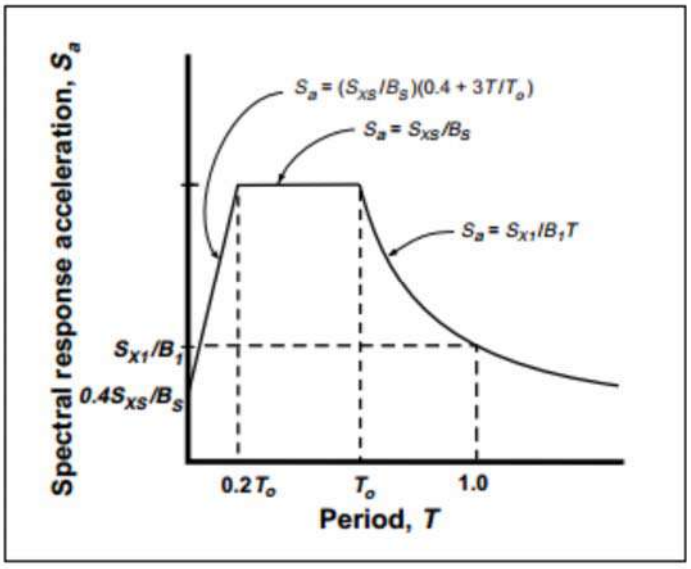


Fig. 1: Horizontal Response Spectrum using Two-Point Method as per NEHRP, 1997

To simplify the use of Two Point method to construct response spectrum , it is presented in the form of following steps:-

Step 1 Determine ground motion spectral response acceleration (Ss),(S_1)

Ss = ground acceleration at short (0.2 second) & S_1= ground acceleration at 1.0 second

Step 2 Determine soil type table(1) [9]

Table1: Site class definitions

SITE CLASS	SOIL PROFILE NAME	AVERAGE PROPERTIES IN TOP 100 feet, SEE SECTION 1613.5.5		
		Soil shear wave velocity, $\bar{v}_s$ (fps)	Standard penetration resistance, $\bar{N}$	Soil undrained shear strength, s_u (psf)
A	Hard rock	$\bar{v}_s > 5{,}000$	N/A	N/A
B	Rock	$2{,}500 < \bar{v}_s \leq 5{,}000$	N/A	N/A
C	Very dense soil and soft rock	$1{,}200 < \bar{v}_s \leq 2{,}500$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_u \geq 2{,}000$
D	Stiff soil profile	$600 \leq \bar{v}_s \leq 1{,}200$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$1{,}000 \leq \bar{s}_u \leq 2{,}000$
E	Soft soil profile	$\bar{v}_s < 600$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 1{,}000$

Step 3 Calculate site coefficients F_a and F_v table(2) and table(3).

Step 4 Calculate S_{xs} and S_{x1}

$$S_{xs} = Fa\ Ss \quad (1)$$

$$S_{x1} = Fa\ Ss \quad (2)$$

Table 2: Site Coefficients F_a (NEHRP,1997)

Site Class	Coefficient F_a				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s = 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

Table 3: Site Coefficients Fv (NEHRP,1997)

Site Class	Coefficient F_v				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4

Step 5 Determine the damping coefficients βs and β_1 referring to table....

Table 4: Damping Coefficients Ba and B1 (NEHRP, 1997)

Effective Damping β (percentage of critical)[1]	B_s	B_1
< 2	0.8	0.8
5	1.0	1.0
10	1.3	1.2
20	1.8	1.5
30	2.3	1.7
40	2.7	1.9
>50	3.0	2.0
1. The damping coefficient should be based on linear interpolation for effective damping values other than those given.		

Step 6 Calculate T_o

$$T_o = S_{x1}\beta s / S_{xs}\,\beta_1 \qquad (3)$$

Calculate 0.2 T_o

Step 7 Calculate $0.4S_{xs}/\beta_s$, S_{x1}/β_1 and Sxs/βs.

Step 8 Assume values for T less than 0.2 T_o and using equation 4 to calculate S_a

$$S_a = (S_{xs}/\beta_s)(0.4=3T/T_o) \qquad (4)$$

Step 9 Assume values for T within two intervals (T_o<T <1 and T >1) using equation to calculate S_a

$$S_a = S_{x1}/\beta_1 T \qquad (5)$$

CASE STUDY AND RESULTS OVERVIEW.

To apply the nine steps in the previous section and to reduce the number of factors, four regions of Libya were chosen, which are Zones 2,3,4 and 5. Also, only four types of soil type B,C,D and E were selected .

Excel sheet was prepared and used to calculate the parameters required to construct response spectrum.

The steps are tabulated in table(5), the results obtained from a table(5) and the assumed values for time period (T) are arranged in a table(6) for zone 2 as an example of calculations.

The proposed response spectrum for zones 2,3,4 and 5 illustrated in Fig 2,3,4,and 5

Table 6: Calculation Parameters for Response spectrum Zone 2

	ZONE 2			
	B	C	D	E
T	0.000	0.000	0.000	0.000
Sa= 0.4Sxs/βS	0.050	0.060	0.078	0.119
T=0.2T0	0.064	0.091	0.095	0.091
Sa= Sxs/βS	0.125	0.150	0.196	0.297
T=T0	0.320	0.450	0.476	0.457
Sa= Sxs/βS	0.125	0.150	0.196	0.297
T	0.550	0.650	0.650	0.650
Sa= Sx1/β1T	0.072	0.103	0.143	0.209
T	0.770	0.800	0.800	0.800
Sa= Sx1/β1T	0.052	0.083	0.116	0.170
T=1	1.000	1.000	1.000	1.000
Sa= Sx1/β1	0.040	0.067	0.093	0.136
T=1.2	1.200	1.200	1.200	1.200
Sa= Sx1/β1T	0.033	0.055	0.077	0.113

Table (6) Calculated parameters steps 1 to 9.

Zone	Ss	S1	Soil Type	Fa	Fv	Sxs	Sx1	To	0.2To	βs	β1	0.4Sxs/βs	Sx1/β1	Sxs/βs
2	0.125	0.04	B	1	1	0.125	0.040	0.320	0.064	1	1	0.050	0.040	0.125
2	0.125	0.04	C	1.2	1.69	0.150	0.068	0.451	0.090	1	1	0.060	0.068	0.150
2	0.125	0.04	D	1.57	2.34	0.196	0.094	0.477	0.095	1	1	0.079	0.094	0.196
2	0.125	0.04	E	2.38	3.4	0.298	0.136	0.457	0.091	1	1	0.119	0.136	0.298
3	0.25	0.08	B	1	1	0.250	0.080	0.320	0.064	1	1	0.100	0.080	0.250
3	0.25	0.08	C	1.2	1.69	0.300	0.135	0.451	0.090	1	1	0.120	0.135	0.300
3	0.25	0.08	D	1.57	2.34	0.393	0.187	0.477	0.095	1	1	0.157	0.187	0.393
3	0.25	0.08	E	2.38	3.4	0.595	0.272	0.457	0.091	1	1	0.238	0.272	0.595
4	0.31	0.09	B	1	1	0.310	0.090	0.290	0.058	1	1	0.124	0.090	0.310
4	0.31	0.09	C	1.2	1.69	0.372	0.152	0.409	0.082	1	1	0.149	0.152	0.372
4	0.31	0.09	D	1.57	2.34	0.487	0.211	0.433	0.087	1	1	0.195	0.211	0.487
4	0.31	0.09	E	2.38	3.4	0.738	0.306	0.415	0.083	1	1	0.295	0.306	0.738
5	0.37	0.11	B	1	1	0.370	0.110	0.297	0.059	1	1	0.148	0.110	0.370
5	0.37	0.11	C	1.2	1.69	0.444	0.186	0.419	0.084	1	1	0.178	0.186	0.444
5	0.37	0.11	D	1.57	2.34	0.581	0.257	0.443	0.089	1	1	0.232	0.257	0.581
5	0.37	0.11	E	2.38	3.4	0.881	0.374	0.425	0.085	1	1	0.352	0.374	0.881

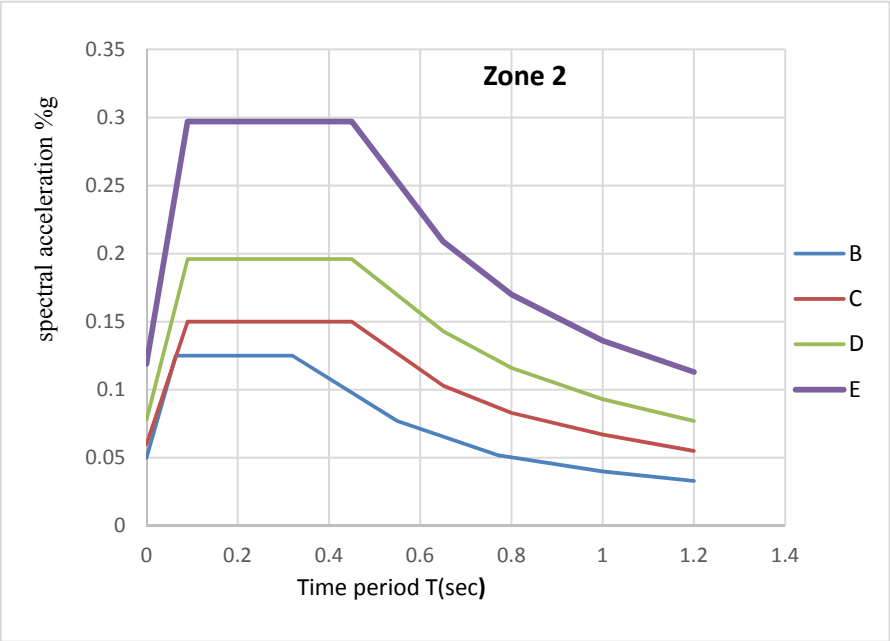


Fig. 2: Response spectrum for zone 2

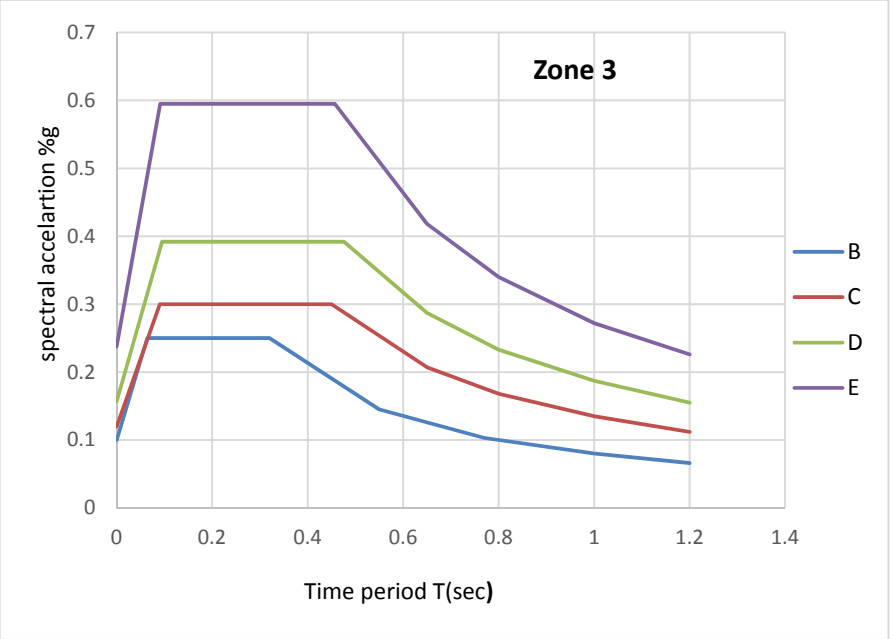


Fig. 3: Response spectrum for zone 3

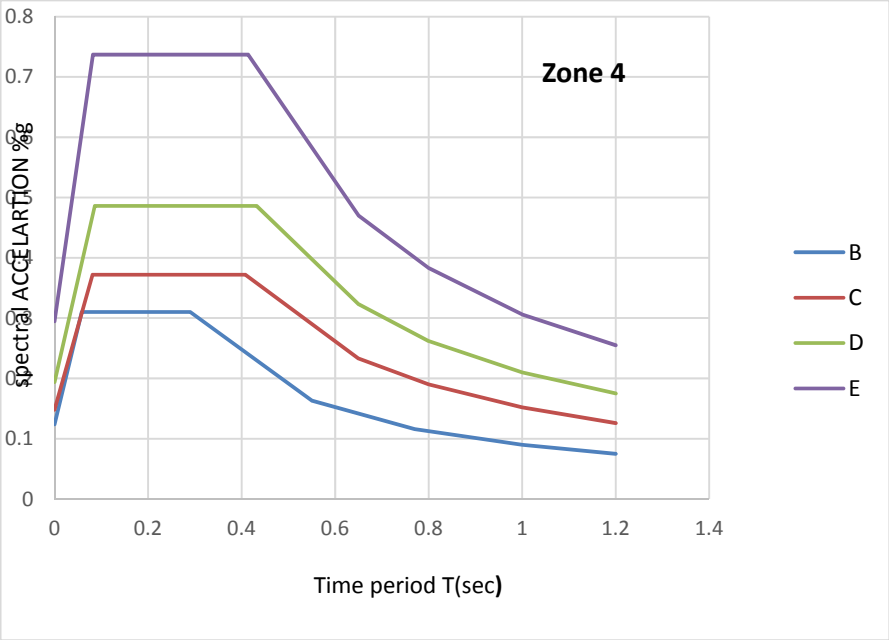


Fig. 4: Response spectrum for zone 4

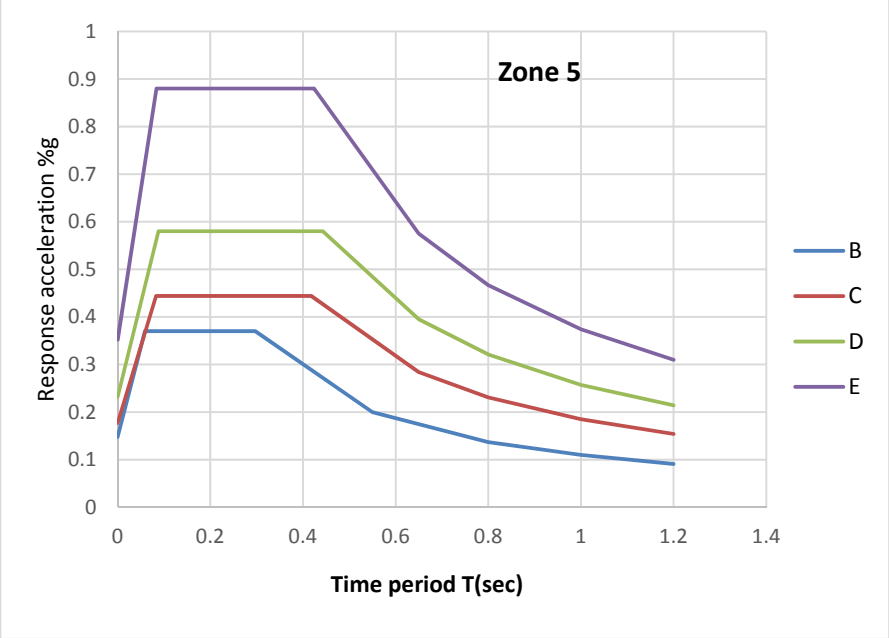


Fig. 5: Response spectrum for zone 5

DISCUSSION

The IBC code classify the soil type into six types, based on shear wave velocity V_s, standard penetration resistance N and undrained shear strength of soil S_u .

The spectral acceleration increase as the soil type gets softer, the maximum value is given for soil type E (soft soil). The spectral acceleration also increased with zone number Whenever we move in the seismic zones from zone 2 to zone 5

CONCLUSIONS

In present paper the response spectrum was constricted for four zones and four type of soil using Two Point method Proposed in NEHRP 1997 and notice that the change in seismic zone number and the soil type has a distinct effect on values of the spectral .

In recent version of codes , other formats have been suggested can be used to construct response spectrum for all zones five soil type In future research papers.

ACKNOWLEDGEMENT

I would like to thank all the professors who taught us how to write scientific papers, and their effort gratefully acknowledged.

REFERENCES

1. Mallick, D. V., and S. Y. Barony. "Earthquake resistant design practice in Libyan." Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering ,Vol. 7. No. 9. publisher not identified, (1980).
2. Freeman,S. "Response spectra as a useful design and analysis tool for practing structural engineers" Indian Soc.Earthq.Teechnol, .j44.1(2007):25-37 .
3. Mohamed I & Khatruch, S, Seismic response of reinforced concrete buildings as predicated by the draft of Libya standard (DSLS-1977) and (IBC-2009), Proceeding book of First Conference for Engineering Sciences and Technology, Part 4, 27-29 September 2018, Garaboulli-Libya.
4. Kumar.N, Kushwaha.D, Chandra Maurya.M.and Sharma.R, "Comparative Study of Equivalent Lateral Force Method and Response Spectrum Method for OMRF Multistory Building – A Review Paper**,** International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET) July-2018.
5. Patel.K, Sindal.S, Patel.S and Patel.T " Comparison of Response Spectrum for Different Zone in India "International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET), Volume: 03 Issue: 02 | Feb-2016
6. Dey.A, "What is Response Spectrum? Steps for Response Spectrum Analysis" septemper 9 2020.
7. Pour.P, Karisiddappa, Jaafar .M and Noorzaei .J "A Comparative Study between Codes of Spectrum for a Single Degree of Freedom (SDOF) System in Two Different Hazardous
8. Regions, IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering **17** (2011) 012033
9. Pradhan,M." Construction of Design Response Spectrum for Nepal: A Probabilistic Approach" Kathmandu University, Technical Report · February 2020.
10. International Code Council ,Inc., (2009) .International Building Code (IBC. Falls Church , VA, USA.

Structural Behavior of Hinged Orthotropic Hemispherical Shells under Influence of Base Axisymmetric Imperfection

Prof. Saleh Yahia Brony[1], Nuria Alghadban Ghallab[2]
1 Prof. The Libyan Academy
2 Student of The Libyan Academy

ABSTRACT

Thin shell structures are communally used in many engineering forms, and in particular in civil, mechanical, architectural, aeronautical and marine engineering, some applications of shell structures in civil and architectural engineering come in the form of large-span roofs, liquid-retaining structures and water tanks, and containment shells of nuclear power plants.

The rapid development in the fields of engineering led to the use of orthotropic properties of materials to solve structural problems, this has led to the need of studying the behavior of orthotropic hemispherical shells. Although there are many commercial programs ready for the analysis of thin shell structural, but it is stull necessary to know and identify the origin and nature of loads and expectations of material behavior .

During the construction of hemispherical shells, errors may occur which result in axisymmetric imperfection at the base of the shell causing changes in the membrane stresses and bending moments. This paper will focus on the influence of axisymmetric imperfection at the base of hinge orthotropic hemispherical shells, where Mixed Finite Element Method(MFEM) will be used and utilized for the analysis of orthotropic hemispherical shells with constant thickness under axisymmetric loading and subjected to the imperfection at the base.

The obtained results of the this parametric study are to be presented in the text in a form of tables and graphs for ease of use by engineers.

Keywords: Imperfection, orthotropic, hemispherical shell, Mixed Finite Element Method.

INTRODUCTION

Hemispherical shell structures is very important in civil and architectural engineering. Some applications of shell structures in civil and architectural engineering come in the form of large-span roofs, liquid-retaining structures and water tanks, and containment shells. Barony and Ghabar [1], studied the effect of position of axisymmetric imperfection on behavior of spherical shell, where MFEM was used for the analysis, the results of their study showed that the behavior of spherical shell with imperfection differ than that of the behavior of ideal shells, given the obvious changes in both the axial force and bending moment and the deformation, N.A. Ghallab [2], studied the influence of axisymmetric imperfection at the base on structural behavior of orthotropic hemispherical shell where the results obtained showed that the effect of imperfection appeared on the values of Mø, Which should be considered when designing or rehabilitation

This paper will focus on the influence of axisymmetric imperfection at the base of shells, due to errors that may occur during the construction of hemispherical shells. Orthotropic properties was assumed in this study in the case of hinged simply support, with constant thickness, where mixed finite element method is used and utilized for the analysis purposes.

MIXED FINITE ELEMENT METHOD

The rapid development in the fields of engineering led to the use of orthotropic properties of materials to solve structural problems. Most of the applications of hemispherical shells focused on the use of homogeneous materials. We need to study the behavior of orthotropic hemispherical shells. Although there are many commercial programs ready for the analysis of Thin shell structure is necessary to identify the origin and nature of loads and expectations of behavior[3].

Mixed Finite Element formulation utilizing curved ring element with linearly varying and constant thickness has proved to be successful to obtain accurate results for shells of revolution with small number of elements.[4]

The first utilization of mixed formulation to planar frames and arches was developed by Barony where he used two and three node straight and curved elements for linear geometrically non-linear behavior. The following equation(1) gives a change in the mixed functions of the plants developed for use in the analysis of shells which was initially by Elias[4] and was done by the Barony [5]

$$\pi = \int_{s_0}^{s_1}\left(w_{u\varepsilon} - w_{\sigma M} - w_{\sigma s} + w_{\gamma s} + w_u\right)rds + r\psi\Big|_{s_0}^{s_1} \qquad \ldots\ldots(1)$$

Figure (1) shows hemispherical shell divided to a set of elements for the analysis using MFEM.

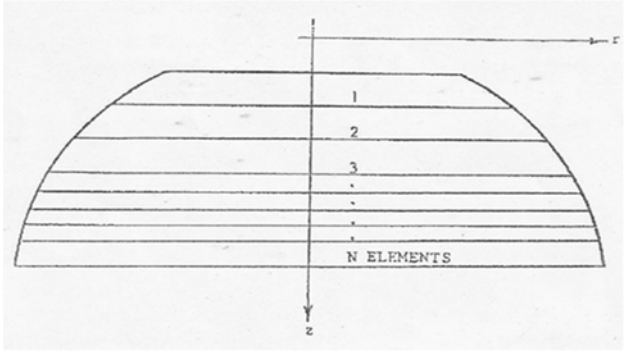


Fig. 1: Hemispherical divided into numbers of elements [4]

THEORY AND CALCULATION

This paper documented the Fortran program for the axisymmetric analysis of hemispherical shells utilizing MFEM. It is assumed that the hemispherical shells of radius a (10m), and uniform constant thickness (h =0.1m), for many orthotropic property ratios (Eø/Eθ = 0.25, 0.5, 0.75, 1, 1.5, 2, 2.5), as well as value of imperfection a= (0.1, 0.2, 0.3, 0.4m), Poisson ratio(0.25). The hemispherical shell was divided into a set of elements up to 29 elements using a curved three-node element representing the quantities of stress resultant Nθ, Nø and the meridional bending moment Mø, Mθ. Figure(2) shows the imperfection shape.

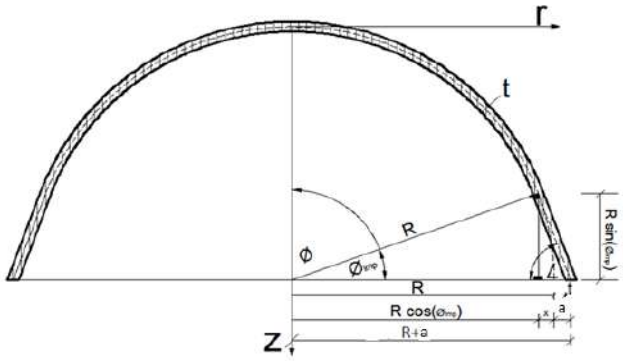


Fig. 2: Imperfection shape on hemispherical shell.

RESULTS AND DISCUSSION

From the curves of Mø which is obtained from the results of analysis hemispherical shell by using Fortran program utilizing MFEM, it can be noted that :-

Bending Moment $M_ø$

Maximum Positive Values of Mø Figure(3) shows maximum positive values of Mø for all cases of imperfection, it can be noted that maximum Mø decreased by imperfection compared with Mø in case without imperfection.

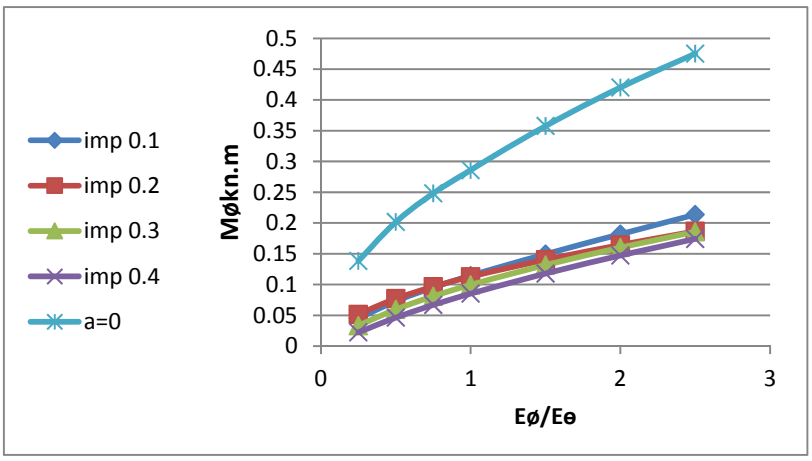


Fig. 3: Curves of maximum Mø for all cases of imperfection

While Figure (4) shows curves of maximum values of Mø for all cases of orthotropic properties with imperfection whereas values of Mø increased by increasing values of orthotropic.

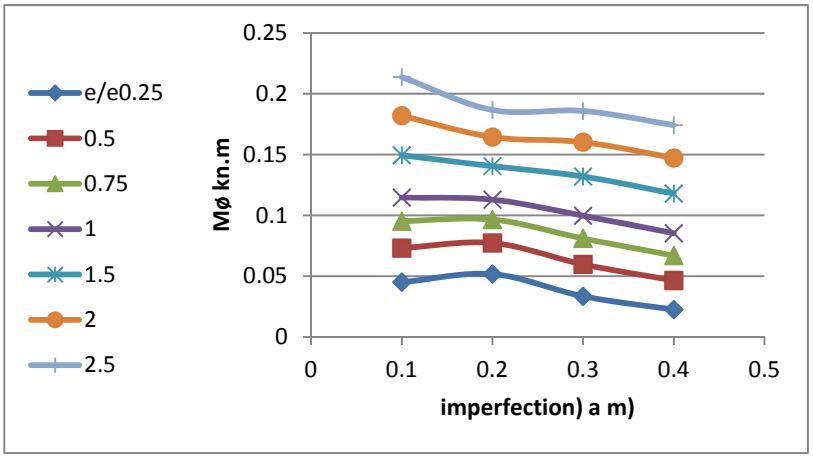


Fig. 4: Maximum positive values of Mø for orthotropic with imperfection.

Maximum Negative Values of Mø Table (1) shows Maximum negative values of Mø, While figure(5) shows curves of them whereas the negative values of Mø increases by increasing values of imperfection.

Table (1) Maximum negative values of Mø

Eø/Eθ	imp 0.1	imp 0.2	imp 0.3	imp 0.4
0.25	-0.03877	-0.04101	-0.03801	-0.03692
0.5	-0.04925	-0.05752	-0.05431	-0.0522
0.75	-0.05408	-0.06866	-0.06599	-0.06439
1	-0.05526	-0.07694	-0.0763	-0.07534
1.5	-0.05156	-0.09098	-0.09555	-0.0932
2	-0.04446	-0.10077	-0.11241	-0.11037
2.5	-0.03627	-0.10671	-0.12732	-0.12717

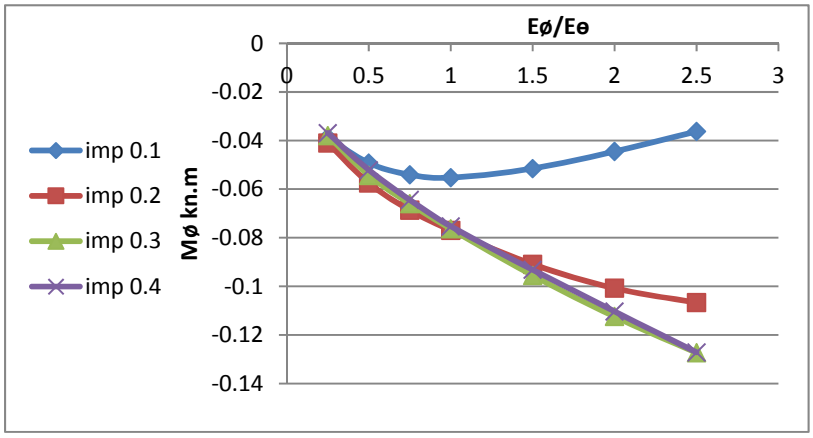


Fig. 5: Curves of Maximum Negative Values of Mø

Hoop forces The curves of Maximum values of Nθ for orthotropic hemispherical shells with imperfection are presented in Figure (6) where the changing in values of Nθ were small.

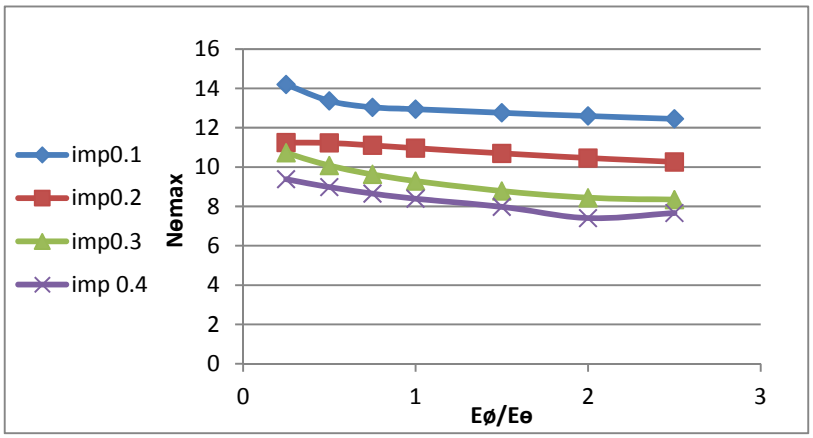


Fig. 6: Curves of Nθ max for all cases of imperfection

Figure(7) shows the curves of maximum values of Nθ for all cases of orthotropy, whereas it can be noted that values of Nθ decreases with increasing orthotropic.

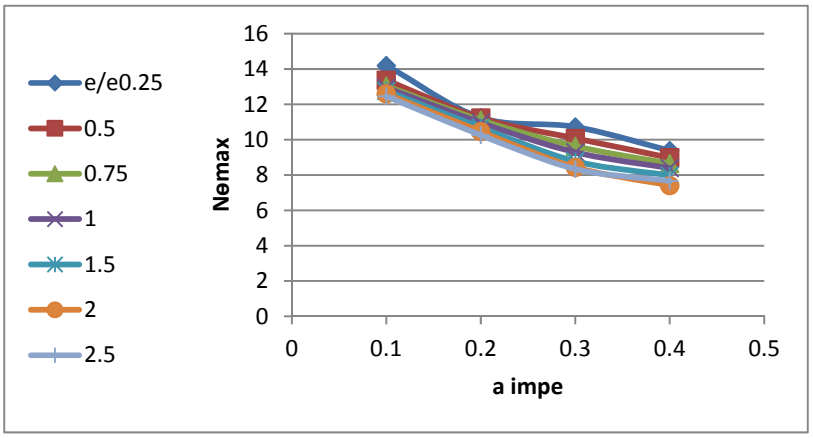


Fig. 7: Curves of Nθ max for all cases of orthotropy

The values of hoop forces Nθ decrease slightly by increasing both the imperfection and decreasing convergently by increasing the orthotropic properties.

CONCLUSIONS

This study helped to know the behavior of the hemispherical shell by evaluating the curves that form the basis of the initial design. The results obtained from the analysis of orthotropic hemispherical shell subjected to axisymmetric imperfection at the base indicated the following:-

1. The effect of the axisymmetric imperfection on the bending moment (Mø) values appears obvious, which should be considered when designing or rehabilitation.

2. The effect of the axisymmetric imperfection on the values of Nθ is simple and can be neglected.

ACKNOWLEDGMENT

Thanks and appreciation to Professor Saleh Yahya Al Barony for his assistance and guidance for preparing papers.

Thanks and appreciation to To Dr. Milud Ghbar for his assistance and guidance for preparing this papers

REFERENCES

1. صالح الباروني ، مصطفى غبار . ، " تأثير عيب التماثلية المحورية على سلوك القشريات الكروية بإسناد مفصلي بسيط "، المؤتمـــر الثاني للعلوم الهندسية والتقنية 29-31 أكتوبر 2019 صبراتة - ليبيا .
2. Nuria A Ghallab . M. SC .Thesis " Behavior of Orthotropic Hemispherical Shells Under Base Axisymmetric Imperfection Effect " The Libyan academy, Tripoli – Libya, Autumn. 2021 .
3. Nuria A Ghallab . "Influence of Base Axisymmetric Imperfection on the Structural Behavior of Orthotropic Hemispherical Shells" 2ndConference for Engineering Sciences and Technology - CEST2 29-31 October 2019 -Sabratha –Libya
4. صالح الباروني ، طاهر قنابة . ، " التطورات الحديثة في تحليل الصفائح والقشريات "، مجلة البحوث الهندسية، عدد22، كلية الهندسة – طرابلس - ليبيا
5. Elias , Z . M., " Mixed Finite Element Methods for Axisymmetric Shells ", Int . J. Num . Math . Eng .Vol . 4, 1972 .
6. Barony , S.Y., and H.Tottenham , " The analysis of Rotational Shells using Ring Element and Mixed Variatiaonal Formulation , Int . J . Num . Method in Eng. Vol 10 , 1976
7. S. Y. Barony, "A Study of a Mixed Finite Element Formulation and it's application to Linear and Geometrically Non-Linear Analysis of Shells of Revolution", PHD Dissertation, University of Southampton, 1977.
8. Ahmad Mhmowd M. SC .Thesis , " Structural Behavior of Hemispherical Domes Due to Base Axi-Symmetric Imperfection", The Libyan academy, Tripoli – Libya, Fall 2019 .
9. S.Y. Barony" Thoughts on Present and Future Terend in Structural Analysis " Advances in Civil Engineering ,IV, international congress, 1-3 November 2000 Eastern Mediterranean University, Gazinaguza, Northern

The Fragility Curves for Low-rise Reinforced Concrete Buildings in Libya

M. Abu Zeyan[1], H. Ergün[2], Y. Fahjan[3]
[1] *A student at Istanbul Technical University*
[2] *A professor at Istanbul Technical University*
[3] *A professor at Istanbul Technical University*

ABSTRACT

In this study, two major types of residential buildings in Libya are studied which are built with different materials and styles representing traditional and modern times. This study aims to obtain and compare the fragility curves for these types of buildings.

On the case study of the residential building and modeling, two common residential buildings by using SAP2000 commercial software with defining the difference of material and section according to Libyan case along with loads and reinforcement. Nonlinear static analysis (Pushover) is applied to all models and base shear and roof displacement diaphragms are obtained. The fragility curves using pushover curves for all models are plotted and the damage percentage of each type of buildings, with the conclusion of having close values for all presented two models.

Keywords: fragility curve, Libya, residential building.

INTRODUCTION

Earthquakes have a significant risk to human life and damage to buildings. There must be a way to predict and take into consideration such risks to avoid as much as possible damages either to human life or buildings. In this study, we follow an approach that calculates the predicted damage of buildings called the fragility curve. However, the results of any such approaches may give estimations for those who are obliged to make decision like engineers, city planners ..., etc., and also a resource for maintenance and repairs for fixing the buildings [1].

The relationship between earthquake ground motion intensity and structural damage can be used to get fragility values. These fragility values provide the estimated probability of damage level at specified performance for a structural component. A fragility value is an important parameter in evaluating the seismic vulnerability of buildings [1].

SEISMIC HAZARD IN LIBYA

Moderate and high-intensity earthquakes are infrequent in the Libya region. In 1935 and 1939, a series of large earthquakes struck the Hun Graben area, including one of magnitude 7.1 on April 19, 1935, considered the strongest earthquake in Libyan history [2]. Moreover, one major earthquake that caused significant damage and losses occurred in 1963 with an epicenter in Marj, and body-wave magnitude estimates 5.6 (1963) [3]. Lack of detailed records related to this large event means large uncertainties on occurrence and magnitude for future high intensity events in this region.

The seismicity map (Fig.1) indicates that there are three zones of high seismic activity and one zone of low seismic activity [2]. These three zones are: (I) Zone of Sirt basin, (II) zone of Cyrenaica uplift and surroundings, and (III) zone to north of Hun Graben. These zones match with distribution of the major tectonic features.

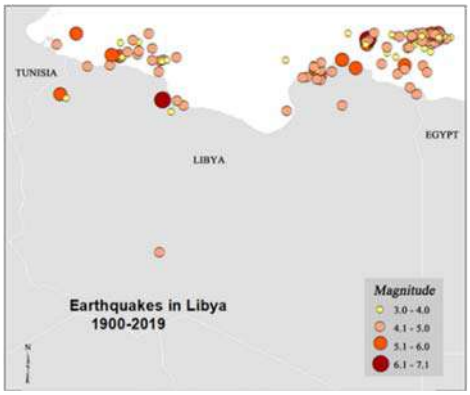


Fig 1.: Earthquakes affecting Libya between 1900 and 2019 ($M \geq 3.0$) [2]

Kebeasy (1980) divides the seismic levels of Libya into three major active seismic as shown in (Fig.2) [3]

The hazard map (Fig.3) derived from total magnitude shows that cities in the northern parts of Libya are of high hazard relative to the other cities in Libya [1]. For example, Misurata city, lying in an area of the possible maximum magnitude of 6,.5 M and Al-Marj city lying in an area of the possible maximum magnitude of 5.5 M.

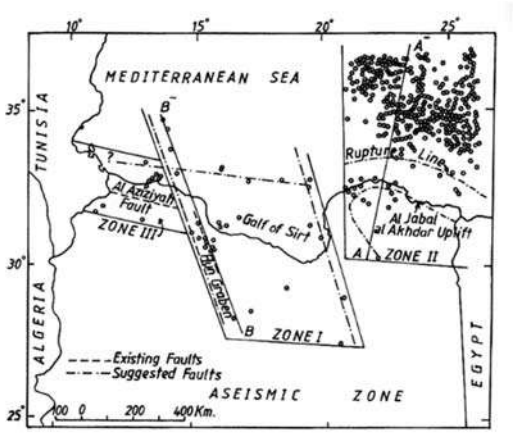


Fig.2: Distribution of epicenters of the earthquakes which have taken place in and around Libya in the period 262AD to 1977 (Kebeasy 1980) [3]

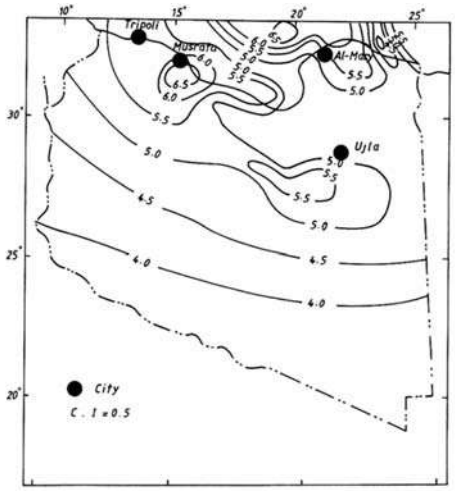


Fig.3: Seismic Energy Map of Libya [5]

BUILDING DESCRIPTION (CASE STUDY)

In this study, the most common types of a residential building in Libya are described in the following figures:

Two techniques have been used to construct residential houses, the first one is to use dropped beams with thin solid slabs and the second one is to use ribbed slabs with bands.

Both systems are described in the following figures:

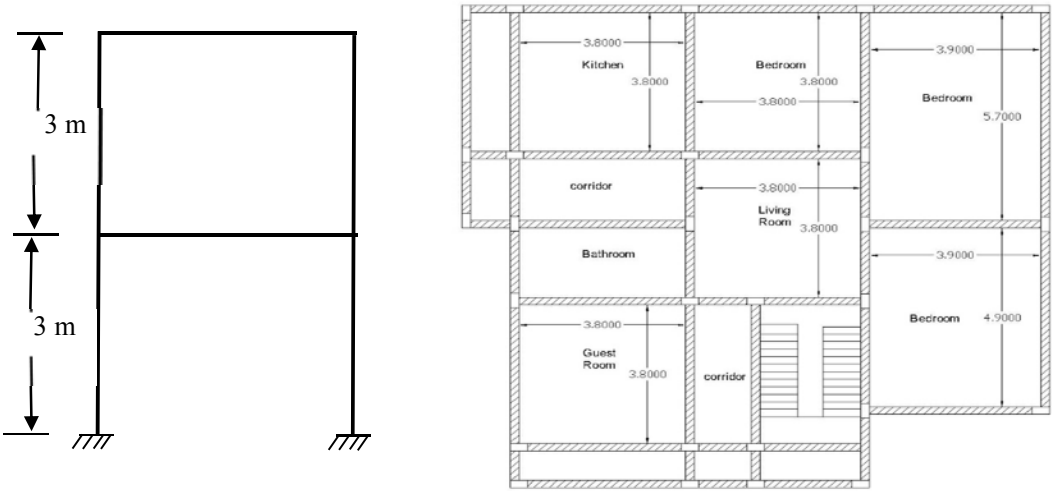


Fig.4: The Plan of The Residential Building of the Case Study

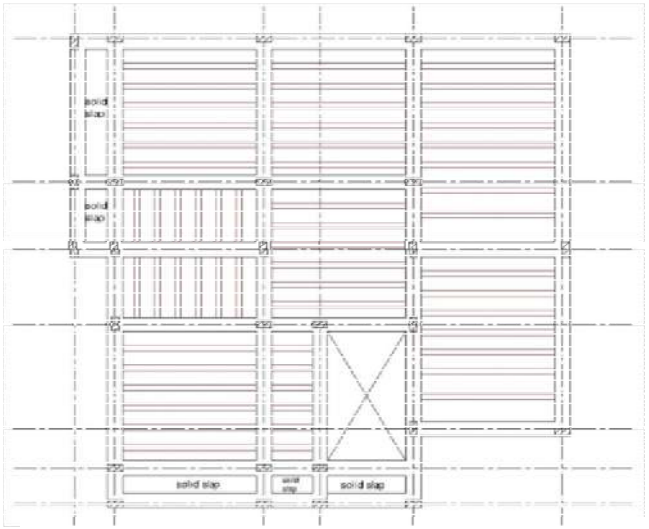


Fig.5: Type 1 of the Residential Building of the Case

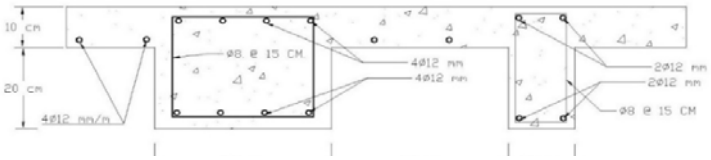


Fig.6: Band Beam and Sub-Beam Details for Type

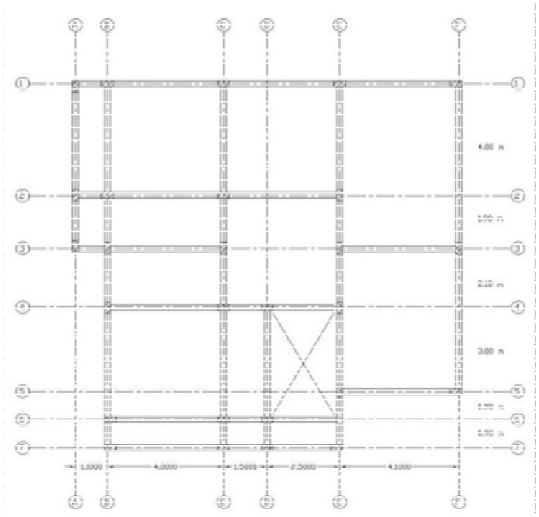


Fig.7: Type 2 of The Residential Building of The Case Study

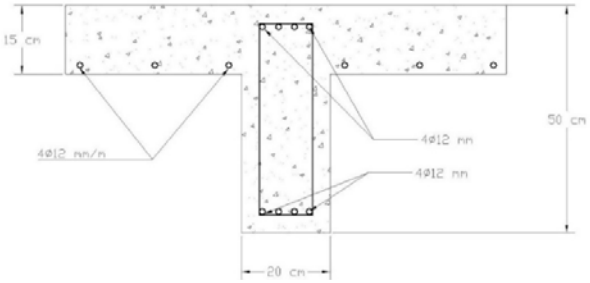


Fig.8: Dropped Beam Detail for Type 2

The detail of the column as shown in Fig.9

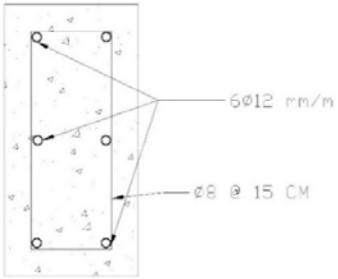


Fig.9: Typical Column Detail for Type 1&2

MATERIAL PROPERTIES

The properties of the materials used to construct residential houses are shown in (Table.1 as follows).

Table 1: Material properties

Material	Properties
Concrete	f_c'=25 MPa
Steel	f_y = 420 MPa

LOAD DISTRIBUTION

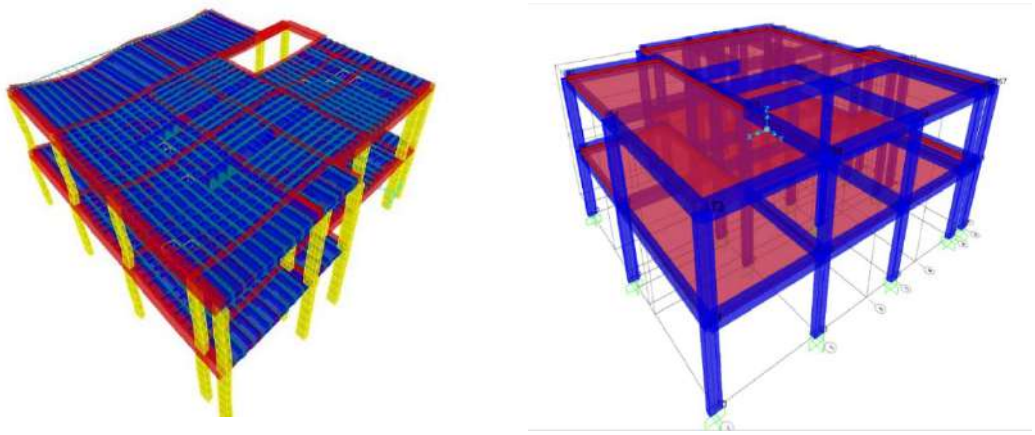
The values of loads are shown (Table.2 as follows).

Table.2: Types and values of applied loads

The Load	Type of loading	The value of the input
Self-Weight	All Members	Calculated By Program
Dead Load	Shell Area	3 KN/m2
Live Load	Shell Area	3 KN/m2

MODELING OF THE BUILDINGS

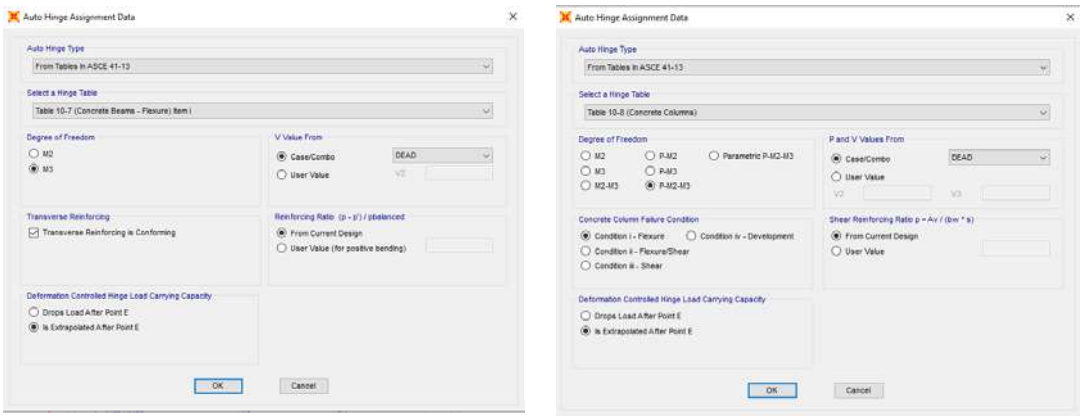
The two study cases were modeled in SAP2000 Software as shown in Fig.10



Type 1 Model in SAP2000 Type 2 Model in SAP2000

Fig.10: Type 1 and 2 models in SAP2000.

In the pushover analysis, the hinges are predicted at the potential weak areas and the sequence of damage at these hinge locations is tracked till the collapse of the structure.



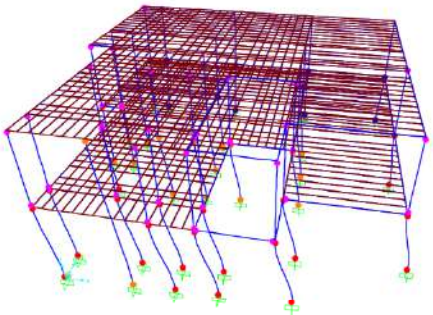
a **b**

Fig.11: Hinges Assignments in SAP2000 for
a-beams elemnts, b-columns elements.

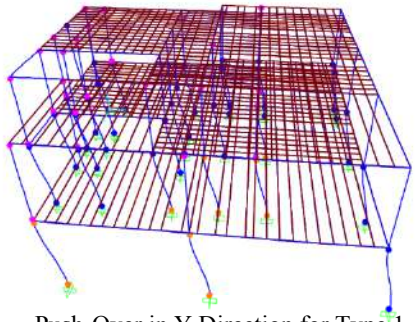
CAPACITY CURVES

A building capacity curve (also known as a push-over curve) is a relation of the applied lateral load to the lateral displacement (i.e., a force-deflection plot). It is a result of calculating the static-equivalent base shear and building (e.g., roof) displacement.

The Push-Over in X and Y direction results are showing in following figures (12,13):

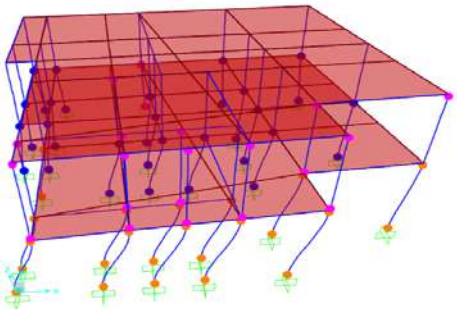


Push-Over in X Direction for Type 1

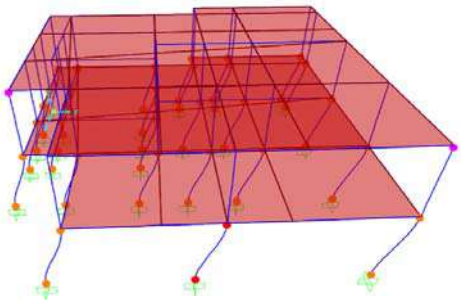


Push-Over in Y Direction for Type 1

Fig.12: Push-Over in X and Y direction for Type 1 in SAP2000.



Push-Over in X Direction for Type 2



Push-Over in Y Direction for Type 2

Fig.13: Push-Over in X and Y direction for Type 2 in SAP2000.

The capacity curve in X and Y direction results are showing in following figures (14,15) [6]:

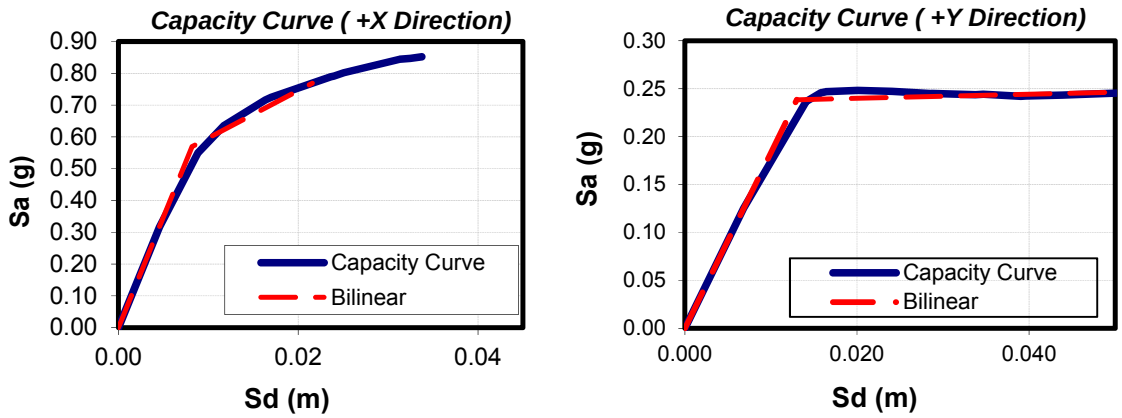


Fig.14:.Capacity Curve in X and Y direction for Type 1 in SAP2000. [6]

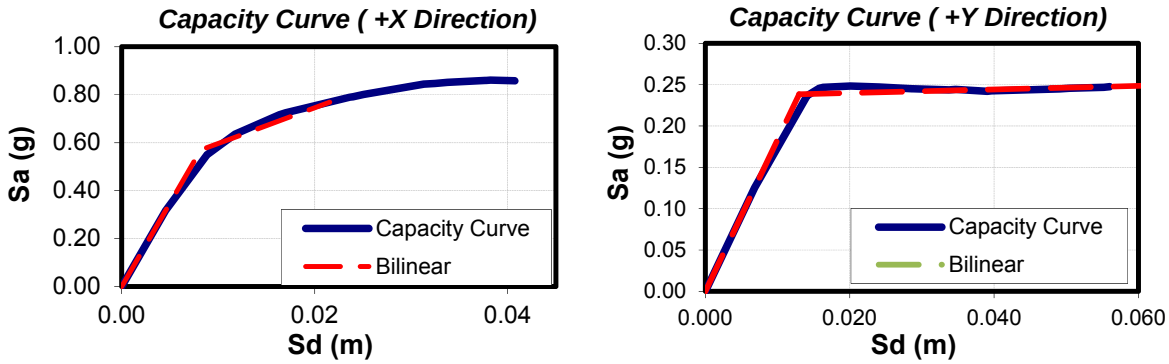


Fig.15 Capacity Curve in X and Y direction for Type 2 in SAP2000.

FRAGILITY CURVES

The probability of being in or exceeding a given damage state is drawn as a cumulative lognormal distribution digraph. For structural damage, given the spectral displacement, Sd, the probability of being in or exceeding a damage state, is equated as follows.

$$P[ds|S_d] = \phi\left[\frac{1}{\beta_{ds}}\ln\left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}}\right)\right] \quad (1)\ [6]$$

Here,

$\bar{S}_{d,ds}$ is the median value of spectral displacement at which the building reaches the threshold of the damage state ds,

β_{ds} is the standard deviation of the natural logarithm of spectral displacement for damage state ds, and

ϕ is the standard normal cumulative distribution function.

Median values of structural component fragility are based on building drift ratios that describe the threshold of damage states. Damage state drift ratios are converted to spectral displacement using Equation

$$\bar{S}_{d,ds} = \delta_{R,Sds} * \alpha_2 * h \quad (2)\ [6]$$

Here,

$\bar{S}_{d,ds}$ is the median value of spectral displacement, in centimeter, of structural components for damage state, ds.

$\delta_{R,Sds}$ is the drift ratio at the threshold of the structural damage state, ds.

α_2 is the fraction of the building (roof) height at the location of push-pushover mode displacement [6].

H is the typical roof height, in meters, of the specific building type of interest [6].

The results for type 1 are shown in Table (3,4,5) [6]

Table 3: modal participation Ratio for type 1

Modal Participating Ratio			
Mode	Period	UX (%)	UY (%)
1	0.476333	0.10%	92.64%
2	0.248006	54.98%	0.18%

Table 4: yield capacity for type 1

	Yield Capacity		
	Dy	Ay	Du
PushX	0.0097	0.6754	0.0216
PushY	0.0134	0.2459	0.0817
Average	0.0116	0.4606	0.0516
Min	0.0097	0.2459	0.0216

Table 5:. Damage States Thresholds for type 1[6]

Damage States Thresholds (Mean Values)				
	Slight	Moderate	Extensive	Complete
PushX	2.292	4.259	9.817	22.800
PushY	1.662	2.878	6.603	15.897
Average	1.977	3.568	8.210	19.348

The results for type 2 are shown in Table (6,7,8) [6]

Table 6:. modal participation Ratio for type 2[6]

Modal Participating Ratio			
Mode	Period	UX (%)	UY (%)
1	0.362171	0.064%	92.839%
2	0.18133	55.748%	0.156%

Table 7:. yield capacity for type 1

	Yield Capacity		
	Dy	Ay	Du
PushX	0.0045	0.5846	0.0216
PushY	0.0075	0.2366	0.0817
Average	0.0060	0.4106	0.0516
Min	0.0045	0.2366	0.0216

Table 8. Damage States Thresholds for type 1

Damage States Thresholds (Mean Values)				
	Slight	Moderate	Extensive	Complete
PushX	2.244	4.260	10.191	24.416
PushY	1.554	2.759	6.384	15.502
Average	1.899	3.510	8.288	19.959

The fragility curves for types 1 and 2 as shown in fig. 16 and fig. 17 [6] :

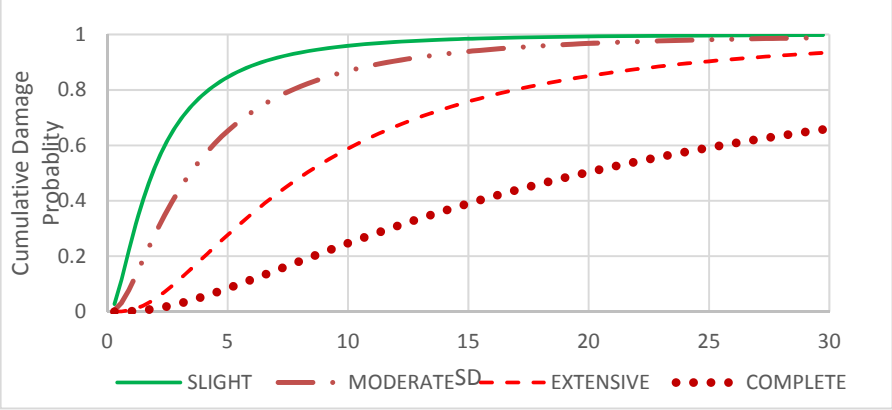


Fig. 16 : Fragility Curve for Type1

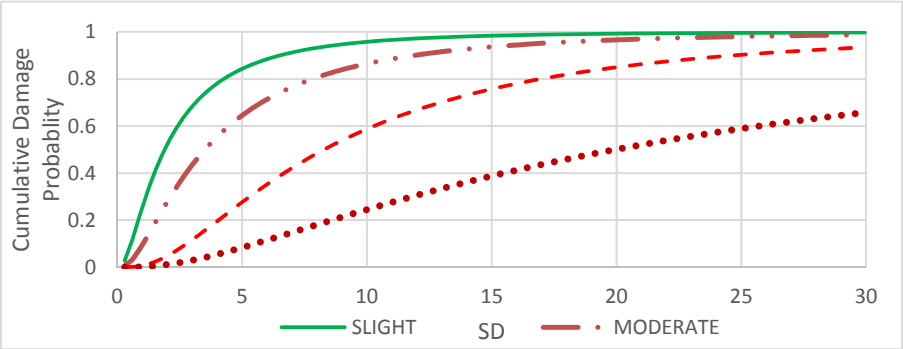


Fig. 17 : Fragility Curve for Type 2

CONCLUSIONS

This paper proposes a seismic risk and assessment evaluation method based on structural nonlinear analysis for RC system of the residential buildings in Libya. The proposed models are based on the characterization of the maximum ductility ratios of the beams and columns in superstructural residential buildings, the damaged level being defined based on the ductility ratios of beams and columns which are under different PGA values. The paper succeeded to present an easy, accurate, and new analytical propose method to achieve the fragility curve of residential buildings in the most usual statues. [7]

The fragility curves, presented in Figs.13&14, describe the probability of structure being damaged under various levels of ground excitations PGA. The two buildings in this study have shown similar behavior and the results which are shown in figs. 13&14 indicate similarities for both buildings in probabilities of damage values. The achieved fragilities curves based on obtained probabilities of damage values help to retrofit these two types of building in order to improve them in decreasing earthquake damages.

REFERENCES

1. Al-Heety, E.A., 2013, Seismicity and seismotectonics of Libya: as an example of intraplate environment, Arab Journal Geosci (2013), Vol 6: 9-12, Saudi Society for Geosciences, Saudi Arabia.
2. Suwihli, S. and Paradise, T. (2020) Creating a Libyan Earthquake Archive: From Classical Times to the Present. Open Journal of Earthquake Research, 9, 367-382. doi: 10.4236/ojer.2020.94021.
3. Kebeasy, R., (1980), Seismicity and seismotectonics of Libya. Salem M, Busrewill M (eds) Geology of Libya, vol 3. Academic Press, London, pp 955–963
4. Suleiman, A.S., Albini, P. and Migliavacca, P., 2004, A short introduction to historical earthquakes in Libya, ANNALS OF GEOPHYSICS, Vol 47: 6-8, University of Tripoli, Libya.
5. Hassen, H.A., 1983, SEISMICITY OF LIBYA AND RELATED PROBLEMS, Colorado State University, 25-41, USA.
6. FEMA, 2020, Hazus Earthquake Model Technical Manual, Section 5: 1-72, USA.
7. Lagesse, R., Free, M. and Lubkowski, Z., 2017, PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ASSESSMENT FOR LIBYA, 16th World Conference on Earthquake, 1-3, Santiago Chile, Chile.

Natural Frequencies and Mode Shapes of Circular Plate Using Wittrick-Willams' Algorithm

Dr. Nihal ELkaabazi
Assistant Proffser, Civil Engineering Department, University of Tripoli

ABSTRACT

Circular plates are used for the most engineering fitting .The common examples are Table tops, Manhole cover, Turbine disks and Tank bottoms.

Wittrick-Wiiliams' Algorithm have been used for finding the natural frequencies for several paper for beams, portal frames and shells before. In this paper, the Dynamic stiffness matrix of plate have been derived from the Forth order plate differential equation by transforming it into ordinary differential equation, and finding the unknown using the boundary value solver COLSYS (Collocation Software for Boundary-Value ODEs). The Algorithm in this paper has been used to find the Natural frequencies of plates.

The results of the Natural frequency will be compared with other published paper on circular plate. A study of several thickness to radius ratios will be presented then the mode shapes will be drawn.

Keywords: :Natural Frequencies, Mode shapes, Dynamic stiffness Matrix, Free Vibration, Circular Plates.

INTRODUCTION

The study of natural frequencies for circular plates have been studied by several researchers owing to its application in engineering design. Leissa [1] have discussed an excellent series of survey papers in his book: Vibration of Plates. Leissa et al [2] presented the natural frequencies of simply supported circular plates, using classical plate theory for free vibration. The results are presented for different numbers of nodal diameters and internal nodal circles, and for different Poisson's ratio. Bhardwaj et al [3] studied the transverse vibration of clamped and simply supported circular plate with two dimensional thickness variation, using two dimensional boundary characteristic orthogonal polynomials in Ritz method for the formulation of the eigenvalue problem. In this paper, the Wittrick-Williams algorithm is used to find the natural frequency for simply supported circular plates and for clamped plates, and observations are made on how the frequencies change as the radius-to-thickness ratio's is varied. Applying the Wittrick-Williams algorithm provides a different approach to finite elements methods.

To conduct study, the circular plate dynamic equilibrium equation is used to derive the dynamic stiffness matrix. Then dynamic stiffness matrix is computed using COLSYS boundary-value differential equations solver. Once the dynamic stiffness matrix is computed, the Wittrick-Williams algorithm is then applied to compute the natural frequencies. The frequency results obtained in this study for simply supported circular plate are compared with the results of Leissa [2] and Bhardwaj [3], and the results are observed to be consistent with their studies. Then, two studies are conduct to observe the effect of radius-to-thickness variation on the natural frequency of plates. In the first study, simply supported circular plates are considered and studied the relation between frequency, harmonic numbers, and mode numbers as the radius-to-thickness ratio is being varied. In the second study, the frequencies and corresponding mode shapes are studied for simply supported circular plates and clamped plates with different radius-to-thickness ratio's. All of these results are discussed in Numerical results and Discussion section. Then it is concluded that by using Wittrick-Williams algorithm, satisfactory results are obtained.

CIRCULAR PLATE DYNAMIC EQUILIBRIUM EQUATION

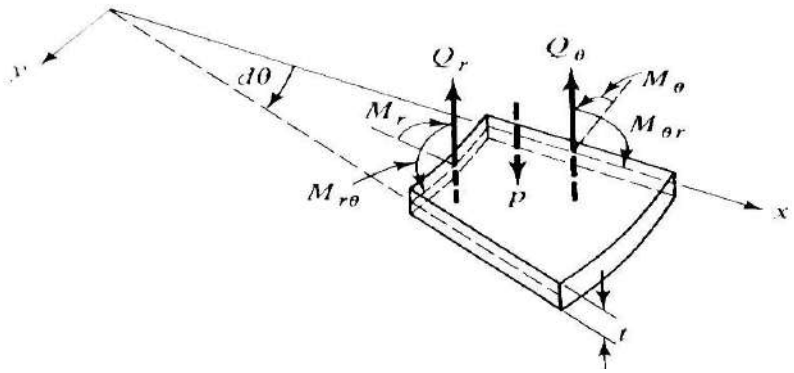


Fig. 1: Circular plate element with acting forces

The dynamic Equilibrium for circular plate in terms of displacements (r,θ,w) is found after substitution the value of stresses by its strains in the fourth order Equilibrium differential Equation, is:

$$\nabla^4 = -\frac{\rho h \omega^2}{D}\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (1)$$

where

$$\nabla^4 w = \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2}\frac{\partial^2}{\partial \theta^2}\right)\left(\frac{\partial^2 w}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 w}{\partial \theta^2}\right) \quad (2)$$

and

$$\nabla^2 w = \left(\frac{\partial^2 w}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 w}{\partial \theta^2}\right) \quad (3)$$

$$M_r = -D\left(\left(\frac{\partial^2 w}{\partial r^2}\right) + \mu\left(\frac{1}{r}\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 w}{\partial \theta^2}\right)\right) \quad (4)$$

$$M_\theta = -D\left(\left(\frac{1}{r}\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 w}{\partial \theta^2}\right) + \mu\left(\frac{\partial^2 w}{\partial r^2}\right)\right) \quad (5)$$

$$M_{r\theta} = -D(1-\mu)\left(\frac{1}{r}\frac{\partial^2 w}{\partial r \partial \theta} - \frac{1}{r^2}\frac{\partial w}{\partial \theta}\right) \quad (6)$$

$$Q_r = -\frac{\partial}{\partial r}(\nabla^2 w) \quad (7)$$

$$Q_\theta = -D\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial \theta}(\nabla^2 w) \quad (8)$$

DEREVATION OF STIFFNESS MATRIX

The forces acting on an element in radial direction of circular plate are the shear and moments Q_r, M_r . , and in the circumferential direction, the forces are the shear and moment Q_θ, M_θ respectively.

By neglecting the circumferential effect of moments, and by using force method, the stiffness matrix is derived and it is written in the following form:

$$\begin{bmatrix} Q_r \\ M_r \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{rr} & K_{r\theta} \\ K_{\theta r} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} w \\ \theta \end{bmatrix} \quad (9)$$

Where w is the vertical displacement and θ is the rotation ($\frac{\partial w}{\partial r}$). Now the **K**(ω) the dynamic stiffness matrix can be written as:

$$\mathbf{K}(\omega) = \begin{bmatrix} K_{rr} & K_{r\theta} \\ K_{\theta r} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (10)$$

Assume the vertical displacement takes the form:

$$W = -W(r)\,COS(n\theta)\,COS(\omega t) \quad (11)$$

Where n represents the harmonic number and ω is the circular natural frequency. By substitution of W into the fourth order Dynamic Equilibrium Equation, it becomes:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial r^4} + \frac{2}{r}\frac{\partial^3 w}{\partial r^3} + \frac{2}{r^2}\frac{\partial^2 w}{\partial r^2}\frac{\partial^2 w}{\partial \theta^2} + \frac{1}{r^2}\frac{\partial^2 w}{\partial r^2} + \frac{2}{r^3}\frac{\partial w}{\partial r}\frac{\partial^2 w}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^4 w}{r^4 \partial \theta^4} = \frac{\rho h \omega^2}{D}\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (12)$$

$$D=\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)} \tag{13}$$

The value of the function w(r) is computed using the boundary value solver code COLSYS [4].

Application of the Wittrick-Williams algorithm

This algorithm is a mathematically efficient method for finding the transcendental eigen-values, i.e. the natural frequencies, and the corresponding vibration modes after computing the dynamic stiffness matrix. The algorithm is conveniently stated as Wittrick and Williams (1970)[5].

$$J= J0 + s\ \{ K (\omega^*) \} \qquad \text{with} \quad J0 =\sum Jm \tag{14}$$

In this equation J is the number of natural frequencies of the structure exceeded by some trial frequency ω, and J0 is the number of natural frequencies that would still be exceeded if all members were clamped at their ends so as to make D=0 in equation (10) . Jm is the number of fixed end member natural frequencies for member m, and s{K} is the sign count of the matrix K which is equal to the number of negative elements on the diagonal of the upper triangular matrix obtained from K, when $\omega = \omega^*$, by the standard form of Gauss elimination without row interchanges. Jm can be obtained from formulae for many simple, uniform members, but is not easily calculated for non-uniform members. Exact sub-structuring may be used to divide such members into a number of smaller members, each of which is sufficiently short to guarantee that its lowest clamped end eigen-value exceeds the highest eigen-parameter of interest ω*, so that its Jm contribution is zero for all $\omega \leq \omega^*$.

Detailed information of Wittrick-Williams can found in reference [5].

NUMERICAL RESULTS AND DISCUSSION

The verification of results are carried out by comparing the results obtained in this study with Liessa et al [2] and Bhardwaj et al[3]. For simply supported plate with constant thickness, harmonic number (n=0), and Poisson's ratio ($\mu = 0.3$), four frequencies (ω) are computed with modes m=1,2,3,4, and the results are shown in Table1. Consistent agreement with the results of Liessa et al [2] and Bhardwaj et al[3] is observed.

Table 1: Comparison of frequency parameter $\omega a^2\sqrt{\frac{\rho}{D}}$ for constant thickness simply supported edge when n=0.

Reference	ω_1	ω_2	ω_3	ω_4
Liessa et al	4.9351	29.76	74.20	138.34
Bhardwaj et al	4.9351	29.72	74.16	138.32
Present	4.97	30.02	74.25	138.69

After verification of the results, two studies are conducted. The first study has two parts, Part one of first study, the relation between the frequencies harmonic number (n=1,2,3,4,5) for simply supported circular plates with radius to thickness ratio's (r/h) =10,20,30 and mode shapes (m=1) is studied. The relation between the frequencies and harmonic number for simply supported circular plates for the three radius-to-thickness ratios are shown in Figure 2. It is observed that a decrease in frequency happends as the radius-to-thickness ratio is increased in this case.

In part two of the first study, the relation between the frequencies and mode number (m=1,2,3,4,5), also for simply supported circular plates with radius-to-thickness ratio's (r/h)=10,20,30 and harmonic number (n=1) is considered, and these results are shown in Figure3. A decrease in frequency is observed as the radius-to-thickness ratio is increased in this case.

In the second study, frequencies and corresponding mode shapes (m=1,2,3) for simply supported and clamped plates are found with radius-to-thickness ratio's (r/h) =10,20,30 and harmonic number n=1. The results are shown in Figure 4 for simply supported and clamped plates respectively, and it is observed that there is no significant difference in modes (m=1 and m=2), but there is a change in mode (m=3).

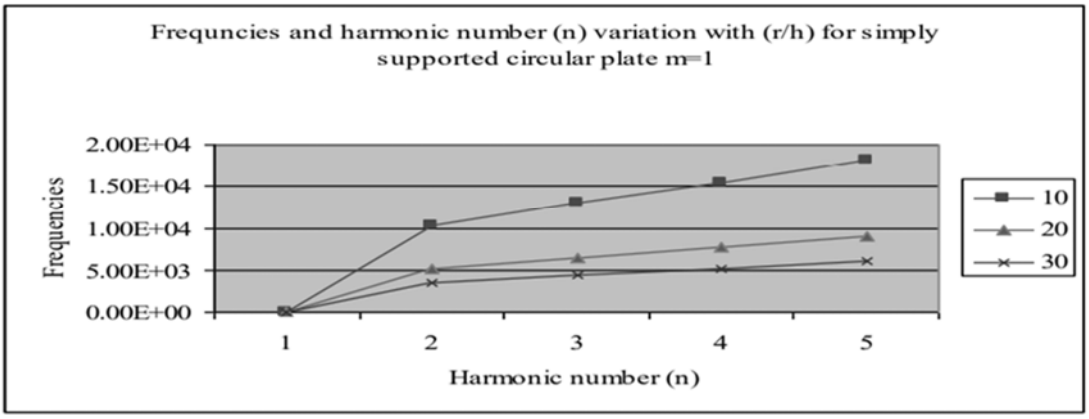


Fig.2 (a): The relation between the frequencies and harmonic number m=1

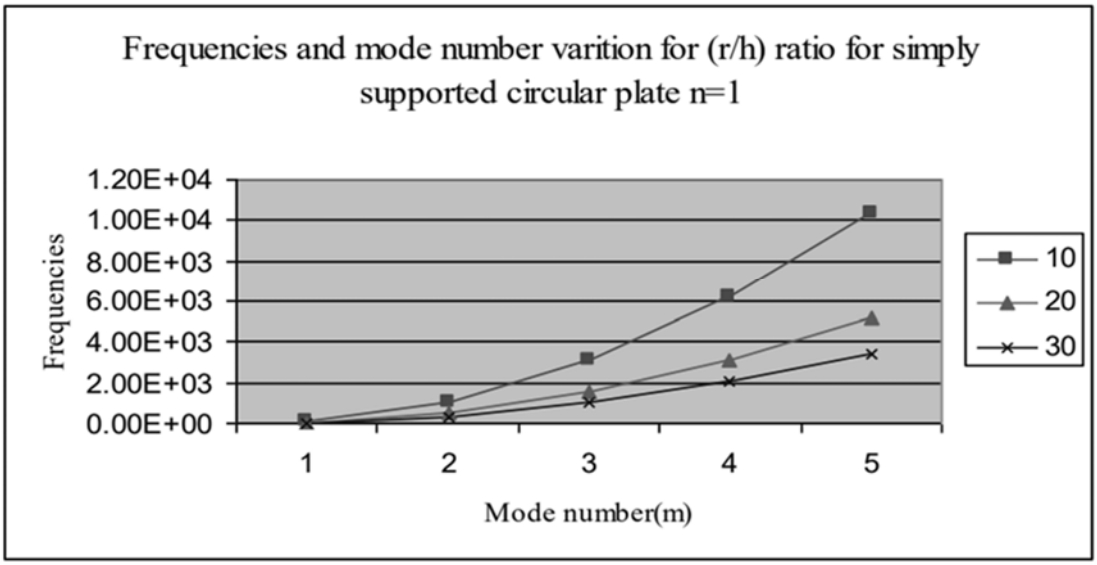


Fig. 2 (b): The relation between the frequencies and mode number n=1

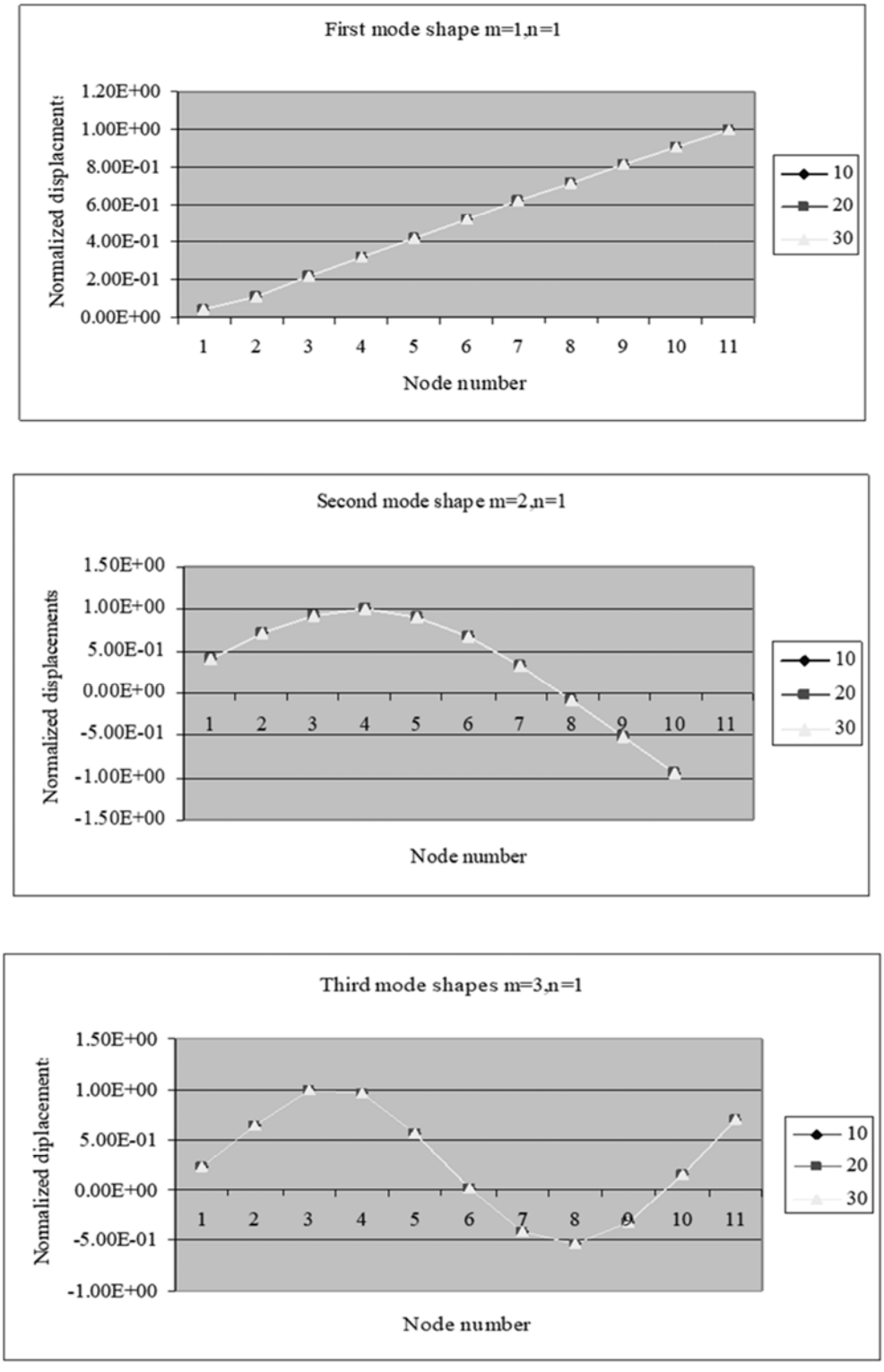


Fig. 3: Mode Shapes of simply supported circular plate

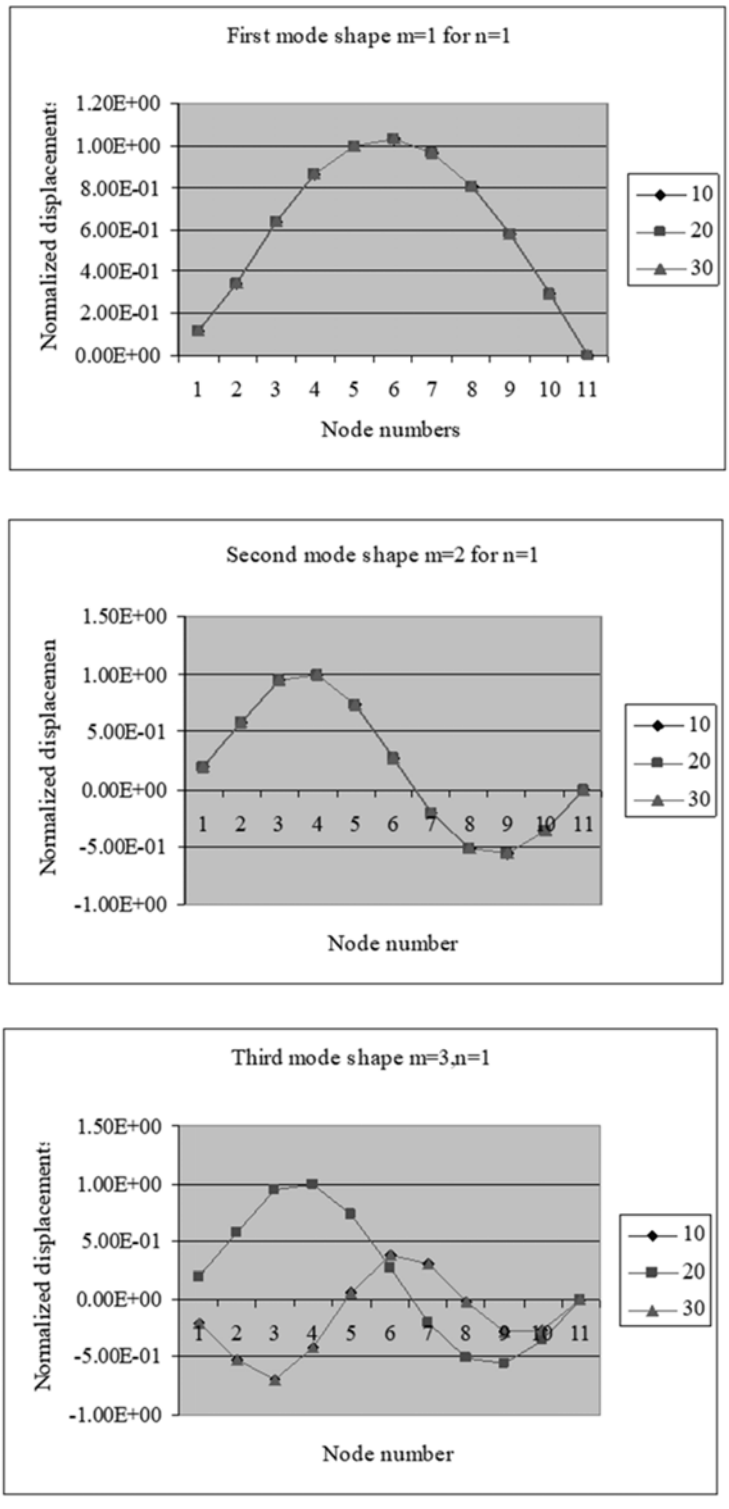


Fig.4: Mode shapes of clamped –clamped circular plate

CONCLUSION

This paper dealt with the free vibration of simply supported and clamped plates with three different radius-to-thickness ratio's variation. Using the boundary-value differential equation solver COLSYS, the vertical displacement and rotation was computed. Then, using the values of vertical displacement and rotation, the dynamic stiffness matrix was computed. Once the dynamic stiffness matrix was obtained, the eigenvalue-problem algorithm Wittrick-Williams algorithm was applied to compute frequencies. The Wittrick-Williams algorithm provide a different approach to the finite element methods. The results obtained in this study are compared with results with the classical method by Liessa et al [2] and the Ritz method used by Bhardwaj et al [3] and consistent results are obtained. Then, two studies are conducted. In the first study, two parts were considered for simply supported circular plates In the first part, the relation between the frequencies and harmonic number (n=1, 2, 3, 4, 5) with fixed mode number (m=1) for different radius-to-thickness ratio's (r/h =10, 20, 30) was considered, see figure (2a). In the second part, the relation between the frequencies and mode number (m=1, 2, 3, 4, 5) with fixed harmonic number (m=1) for different radius-to-thickness ratio's (r/h=10, 20, 30) was considered, figure (2b). It was observed that in both parts of the study that as the radius-to-thickness ratio's (r/h) =10, 20, 30, is increase, the frequency decreased. In the second study, the frequencies and corresponding mode shapes (m=1, 2, 3) for simply supported and clamped plates with different radius-to-thickness ratio (r/h=10, 20, 30) was computed, figure (3). It was found out that there are no significant changes in mode shapes for the first and second modes, as the radius-to-thickness ratio was varied, for simply supported plates, but it was observed that there is a noticeable difference in the third mode when radius-to-thickness ratio was changed in clamped-clamped plate in figure(4) .

REFERENCES

1. Leissa,A.W.,1993, Vibration of Plates, Acoustic Society of America (Originally published 1969 by Washington: Office of Technology Utilization, NASA SP-160) .
2. Leissa,A.W., Narita,Y.,1980, Natural frequencies of simply supported circular plates, Journal of Sound and Vibration **70** , 221-229.
3. Bhardwaj,N., Gupta,A.P.,Choong,K.K., C.M. Wang,C.M., Ohmori,H., 2012, Transverse vibration of clamped and simply-supported circular plates with two dimensional thickness variations, Journal of Shock and Vibration 19, 273-285.
4. Ascher,U.,Christiansen,J.,Russell,R.D., 1981, Collocation software for boundary –value ODEs. ACM Trans Math Software, 7(2):209-22.
5. Wittrick,W.H.,Williams,F.D., 1971, A general algorithm for computing natural frequencies of elastic structures, Quart Journal Mechan

الهندسة الجيوتقنية

Effect of Curing Time and Temperature on the Unconfined Compressive Strength of Lime-Treated Expansive Clay

Asma A Bder Muhmed [1] and Samiha A B Abdelrahman[2]

1 Lecturer - Faculty of Engineering, Tobruk University

2 Lecturer - Faculty of Engineering, Omar Al-Mukhtar University

ABSTRACT

Construction on expansive soils is challenging owing to the potential of volume changes due to variation of moisture content. Studies are being made for improving the expansive soils which are observed in different countries in the world and have found that chemical treatment is an effective technique introduced many years ago to overcome deficiencies in the strength of these soils. Among the traditional stabilisation by chemical additives, lime is by far the most common owing to the economic and effectiveness considerations. This paper focuses on assessing the effect of curing time and temperature on the unconfined compressive strength (UCS) of lime treated expansive clay. Lime content of 7% by dry weight of expansive clay powder was added to prepare lime-clay specimens. Specimens were compacted to achieve a predetermined dry unit weight and cured at temperatures of 20 °C and 40 °C for up to 28 days. The laboratory results showed that the UCS of clay was greatly improved when treated with lime. Accelerated pozzolanic reaction at higher environmental temperature resulted in UCS to be higher than those cured at 20 °C. The UCS results indicated that curing time and temperature had positive effects on increasing the strength of the improved soil.

Keywords: Lime stabilisation, Expansive soil, Curing time, Curing temperature.

INTRODUCTION

Due to the substantial increase in the world's population, the growing demand for suitable land for the construction and development of new cities and infrastructures is likely to increase. This may lead to the requirement for construction on problematic soils e.g. expansive clays which is challenging owing to the potential volume change of such clay with a slight variation in the moisture content. It is anticipated that the volumetric changes would be exacerbated by climatic changes. This causes significant distress to the structural elements due to potential differential movement and may result in substantial adverse effects on the performance of structures, [1], and/or lead to the failure of the whole structure unless preventive measures are implemented. The degree of swelling and shrinkage is linked with the mineral composition of the expansive soils e.g. montmorillonite, illite, and kaolinite [2]. The implementation of preventative schemes e.g partial replacement of surface ground layers or chemical treatment using lime, cement, and ash, and soil reinforcement are recommended to eliminate and minimize the adverse effects of potential volume change as well as to stabilize such expansive soils [2]. Among the traditional stabilization by chemical additives, lime is by far the most common owing to the economic and effectiveness considerations.

The accumulated knowledge in the area of lime stabilization of soils has broadened the range of applications of this technique and shown much advancement in the area of geotechnical engineering practice and research. Lime stabilization of soil was studied for decades, ;[3-13] the general consensus was reached that lime-treated materials exhibit improved changes in comparison with those measured on the untreated soil. These changes include decreasing the plasticity index, volume change, and maximum dry density and strength. Soil stabilization happens via time-dependent pozzolanic reactions that occur over a time span of days to years, depending on the quantity of reactant [14]. Curing time is defined as the duration elapsed from the end of compaction to the commencement of the test. Generally, the curing period has a positive impact on the strength gain of treated soils.

Several studies, see for instance [10, 15-20] attributed the improved geotechnical characteristics of lime-treated expansive clays to four distinct reactions called; cation exchange; flocculation and agglomeration, pozzolanic reaction, and lime carbonation. Cation exchange takes place immediately if adequate water is presented resulting in the dissociation of the hydrated lime into Ca^{++} and OH^{-}. On the surface of clay particles, the ions of Ca^{++} exchange with cations altering the properties of the water films on the particles. Cation exchange affects the flocculation and agglomeration of the particles causing a considerable change in the soil texture which in turn modifies the Atterberg limits and the compaction properties due to the exothermic reaction produced by the hydration of calcium oxide [20]. When the changes in the soil texture take place, there is an apparent reduction in the clay percentage and a corresponding increase in the content of coarse particles [21]. The chemical reaction of lime with clay minerals (aluminates and silicate), in presence of water is referred to pozzolanic reaction and forms cementitious compounds called Calcium Silicate Hydrate (CSH) and Calcium Aluminate Hydrate (CAH) that have long-term effects on the volume stability and strength. The pozzolanic reaction continues as long as the high pH condition is maintained which increases the solubility of the alumina and silica present in the soil [22]. Carbonation occurs when the carbon oxide, from the rainwater and air, reacts with the lime converting free magnesium and calcium oxides and hydroxides into calcium carbonate or magnesium carbonate instead of the cementitious binding compounds. Although some strength might be gained, the effect of cementing action is weakened leading to an overall reduction on the gained strength [23].

The aforementioned reactions are widely reported, but lack of consensus led to many issues being remained as points of controversy. For example; the timescale over which the aforementioned mechanisms take place and, more particularly, whether the reaction mechanisms occur consecutively or simultaneously, are less well established [24]. There has been an inconclusive debate about these issues De Windt, Deneele [25] discussed that after mixing and

compacting the soil, cation exchange is completely ended and pozzolanic reactions are initiated due to that the hydration of lime increases the pH value of the soil in a few hours. The pozzolanic and carbonation reactions may occur concurrently if the carbon oxide reacted with the lime. Whereas Diamond and Kinter [26] suggested that adsorption and reaction of lime at the clay surface gives rise to immediate local pozzolanic reactions at these surfaces. This lack of agreement may be attributed to the complexity of the clay nature and the possibility for different mechanisms to take place in different minerals and time-scale. Critical review of the technical literature proved that most of the previous reserch on strength was performed on soils with liquid limit of less than 90% where according to Highways-Agency, 2009, soils with liquid limit higher than 90% are not suitable for engineering works unless treated which emphasises the importance of treating high plastic clays to provide sustainable engineering solutions for such sites. Therefore, further research is still necessary to study the effect of lime on soils with higher values of liquid limit and plasticity index. The current study evaluates the strength of specimens treated with 7% lime under deferent curing times and temperatures.

MATERIALS

Soil

Commercial Na-dominant-montmorillonite which has a high tendency to swell was used as the expansive material in this study (Fig. 1a). Table 1 provides the chemical analysis of the utilised bentonite which was supplied by RS Minerals Ltd., UK. The physical properties of the utilised bentonite are given in Table 2.

a. Expansive clay b. Hydrated lime

Fig. 1: Materials

Table 1: Chemical analysis of bentonite (RS Minerals Ltd.)

Constituents and percentage (%)									
SiO_2	Al_2O_3	LOI[1]	Fe_2O_3	MgO	Na_2O	K_2O	CaO	Mn_2O_3	TiO_2
57.1	17.79	7.85	4.64	3.68	3.27	0.9	3.98	0.06	0.77

[1] Loss on ignition representing organic matter content

Table 2: Geotechnical properties for used clay

Property	Value
Shipped water content, %	10.6
Liquid limit, %	330
Plastic limit, %	43
Plasticity index, %	287
Maximum dry unit weight, kN/m^3	12.16
Optimum moisture content, %	40

Lime

Commercially available hydrated lime supplied by Lafarge Cement Ltd., UK was used in the current study (Fig. 1b). Chemically, the hydrated lime used contains 95 to 97% of $Ca(OH)_2$. Due to the inherent swelling properties of the bentonite minerals, adding water to the bentonite resulted in a thick sludge preventing the pH measurements, so it was practically difficult to determine an Initial Lime Consumption (ILC) according to BS1924-2 [27]. Similar observations were previously made by [23] and [24]. Therefore, in this investigation, 7 % of hydrate lime (calcium hydroxide) was selected and added by dry weight of highly reactive clays to induce pozzolanic reactions in the clay. In order for the pozzolanic reaction to be induced, Ingles and Metcalf [28] suggested the addition of 3 – 8 percent of lime (by weight of dry soil). Yunus. [30] stated that large concentrations considered to be unreasonable in terms of cost for an engineering project.

Water

Tap water was used for mixing in the study.

METHODOLOGY

Consistency Limit Tests

The consistency limit tests were conducted as specified in BS1377-2 [29]. Practically, the plastic limit is the water content in which soil starts to crack when rolled between the fingers on the ground glass plate to form a thread of 3 mm diameter. The state of passing the soil from plastic to liquid behaviour is defined as the liquid limit. The cone penetrometer method was performed as specified in the British Standard. According to the results, it is clear that the sodium bentonite has an extremely high liquid limit of 330% and plasticity index of 287% belonging to very reactive clay.

Compaction Test

Compaction of extremely high plasticity clays in a standard proctor mould was found to be cumbersome and results in a significant variation in the dry unit weight along the specimen height. In order to overcome the practical difficulties in preparation of as homogenous as possible specimens and make considerable saving in the specimen preparation time, materials used and effort, a mould and hammer was designed by Ali and Mohamed [30]. The specimens were compacted in 6 layers of which each layer received 15 blows by a 1.25 kg hammer falling from a height of 15 cm to ensure preparation of specimens with the dry unit weights similar to the attained from the Standard Proctor test [31]. Fig. 2 shows the mini-compaction apparatus. The results of the compaction test are shown in Fig. 3.

Different mixes were considered in this study: an untreated clay and lime treated clay. Results obtained from the compaction tests were the key for preparation of the specimens for the subsequent strength tests. All specimens were prepared according to their respective maximum dry unit weight (MDUW = 12.16 kN/m^3) and optimum moisture content (OMC = 40%), as determined by compaction tests in an unstablised state. This can be explained by the fact that the maximum bonds are developed when the mixture contains the optimum amount of moisture that can develop a definite configuration [32].

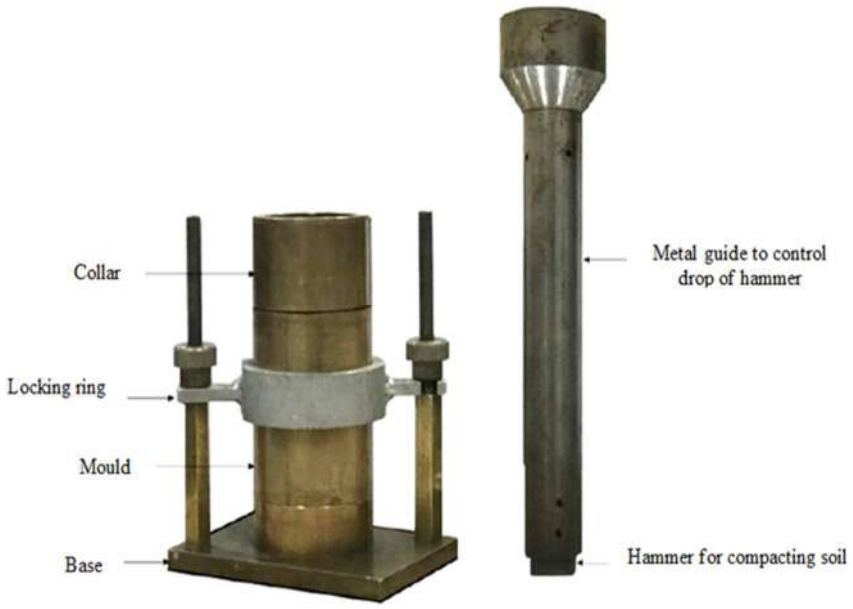


Fig. 2: Mini-compaction apparatus

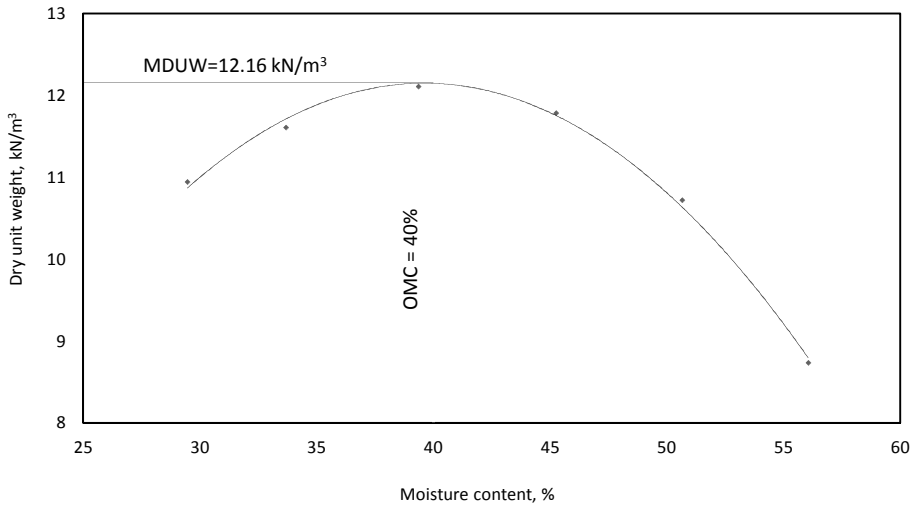


Fig. 3: Compaction curve of untreated bentonite

Unconfined Compressive Strength Tests

Unconfined Compressive Strength tests were carried out for investigating the evaluation of the strength of lime stabilised reactive clays due to its simplicity and cost effectiveness [33]. The UCS tests were conducted in compliance with British standards [34] using the British GDS bidirectional automated dynamic triaxial testing system.

To prepare the specimens in accordance with different test conditions, predetermined amounts of dry bentonite were mixed by a mechanical mixer with the lime by dry weight. The mixing

process continued until an even distribution of additive in the mixture was attained which was recognizable by the uniformity of mix colour. The mixtures were then mixed manually whilst gradually adding water to prepare the specimens. All specimens were compacted in five layers under static load to achieve the desired dry unit weight using a purpose made mould with moveable upper and lower plungers. The components of the mould are shown in Fig.. 4. Each layer was prepared with the same quantity of mixed materials e.g. clay, lime and water. Force was applied as required to compress the mixed materials to produce a layer of a particular volume where any additional force is transmitted to the mould shaft through the head of the plunger. This method of preparation was proven to produce specimens with uniform density reducing the discrepancy in the measured UCS (see Ali and Mohamed [30] and Saad [35].

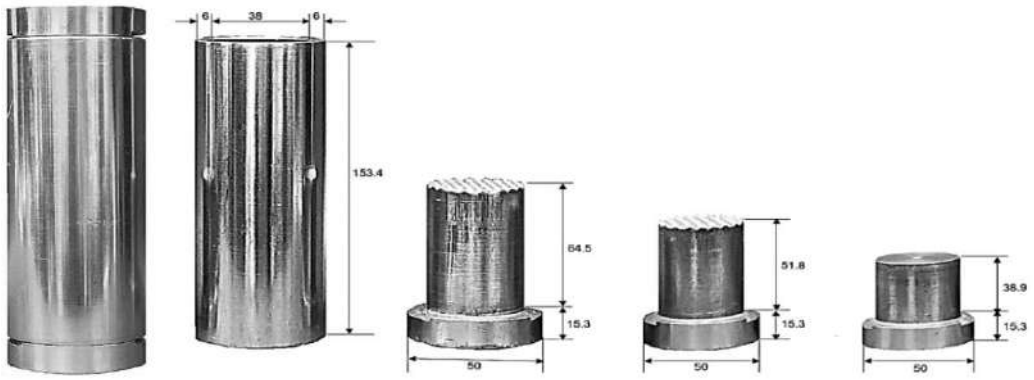


Fig. 2: Compaction equipment for preparing UCS specimens (dimensions in mm)

For each testing condition, two identical specimens were prepared for shorter periods (up to 3 days) and three for longer periods (up to 28 days) to ensure high accuracy and reliability of the generated data. Measurements for the specimen's weight, diameter and height were recorded once specimens were extracted from the compaction mould. The specimens were wrapped by a cling film and stored in double sealed bags upon extraction from the compaction mould to preserve the moisture content and to prevent carbonation. The specimens were then left in an environmental cupboard at a controlled temperature of 20 $^{\circ}$C or 40 $^{\circ}$C and 90% humidity to cure for different periods. This relative humidity was adequate to aid prevention of moisture loss during the curing time prior to testing.

Measurements of the weight, diameter and height of cured specimens were taken and compared with those recorded at the earlier stage of preparation e.g. immediately after compaction. This comparison revealed that no change in the size of the specimens nor in the moisture content occurred over the period of curing. All the specimens were tested without considering any confining pressure throughout the test. The specimens were tested at an axial movement rate of 1mm per minute and the maximum load reached by the specimen was recorded. This is in agreement with the British Standard which specifies a strain rate in the range of 0.5% to 2.0% per minute.

RESULTS AND DISCUSSION

UCS Characteristics

Fig. 5 exhibits the results of the unconfined compressive strength tests for untreated and lime treated specimens cured at 20 $^{\circ}$C and 40 $^{\circ}$C for up to 28 days. The UCS test results revealed that the hydrated lime and curing time significantly affected the strength features of the treated clay.

The UCS value of the untreated bentonite obtained at 551.9 kPa. It is evident from this Fig. that the addition of lime to the bentonite shows a better performance as compared to the untreated bentonite, regardless of the curing periods. The UCS values of untreated specimens were included for comparison. Without any chemical reaction involved, curing time have negligible effect on the strength of untreated specimens, this also confirmed by Yunus [36] and Zhang, Korkiala-Tanttu [37]. The UCS values on specimens that were treated by 7% of lime and tested immediately after compaction were 1305.2kPa. The immediate increase in strength reflects immediate changes in the clay properties due to fast interaction between lime and clay particles in the presence of water. Such changes could be caused by the exchange of hydroxyl ions in the lime with metal ions related to the clay lattice [38]. In cation exchange, bivalent calcium ions in lime are replaced by monovalent cations. These ions link the soil particles that have negative charge together, thereby decreasing the repulsive forces and the thickness of the diffused water layer [39].

In later curing periods (7 days) there was a remarkable increase in strength, it can be seen that the 7% lime treated specimen cured for 28 days showed much higher strength than those achieved in 7 days, and a continuous strength gain in time, after the beginning of curing. Within 7 days of curing this amounted to 286% strength gain whereas within 28 days it amounted to 346% compared to the untreated clay. It is however reasonable to assume that due to the amount of available hydrated lime, pozzolanic reactions in the 7% lime treated clay continued for longer curing times as evidenced by many authors [40-42]. This improvement was owing to the filling of huge proportions of the voids by the pozzolanic activity of lime, in addition to the cementation activities from strong inter-grain bonding. The time dependent increase in the unconfined compressive strength of clay stabilisation using lime could be due to lime clay reactions, which facilitates the formation of cementitious bonds between particles as a result of pozzolanic reactions. These bonds are calcium silica hydrate (CSH) minerals that result from the reaction of silica, soil and lime that have a calcium compounds ($CaCO_3$, CaO and $Ca(OH)_2$) which with increasing curing time become more intense [43]. In the study of Turkoz and Vural [44], it was mentioned that curing time is more effective on increasing of strength particularly in clays with high plasticity.

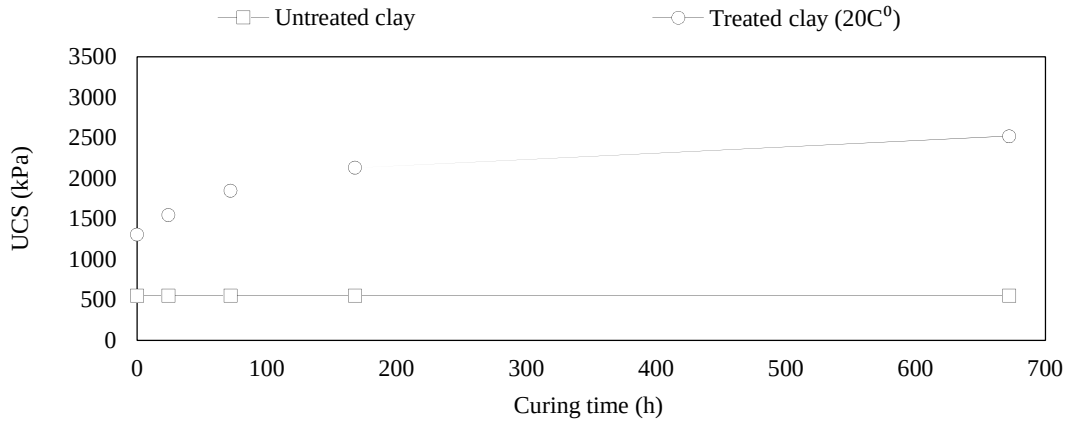


Fig. 3: Evaluation of the strength with curing time on untreated and lime treated bentonite at curing temperature of 20 °C

The impacts of lime on the UCS of treated clay by varying the temperature are shown graphically in Fig.. 6 from which it is evident that the strength, of the clay increased remarkably by doubling the curing temperature from 20 ˚C to 40 ˚C. The UCS of treated clay with lime increased from 551.9 to 2486 kPa within 7 days curing period (by 350%). Elevating the

temperature to 40 ˚C after 28 days of curing period caused the UCS of lime treated specimen to increase from 2519 kPa at 20 ˚C to 2986 kPa at 40 ˚C (by 18.5 percent comparing with that obtained under 20 ˚C). This increment could be attributed to the effect of temperature on accelerating the reactions between lime and clay particles and increasing the rate of diffusion which is dependent upon the degree of water saturation [45]. Additionally, it was observed that the UCS values of lime treated specimens cured for 7 days at 40 ˚C are close to that cured for 28 days at 20 ˚C. Goodarzi, Akbari [46] stated that an increase in the environment temperature results in a decrease in the required time of curing where the progress of UCS with elevated temperatures is resulted from the quick formation of cementing phases. In research cited in Yunus, Wanatowski [47] it was suggested that a high curing temperature will increase the solubility of the silicates and aluminates present in clay where the reactivity of lime is closely related to temperature. According to Rao and Shivananda [48], higher temperatures accelerate the onset of lime-pozzolanic reactions and reduce the curing time necessary for strength development. Quicker strength growth is beneficial in short-term cured soils which find applications, for example, in road foundations where the lime-treated soil is subjected to construction loads after 72 – 168 hours of curing [49].

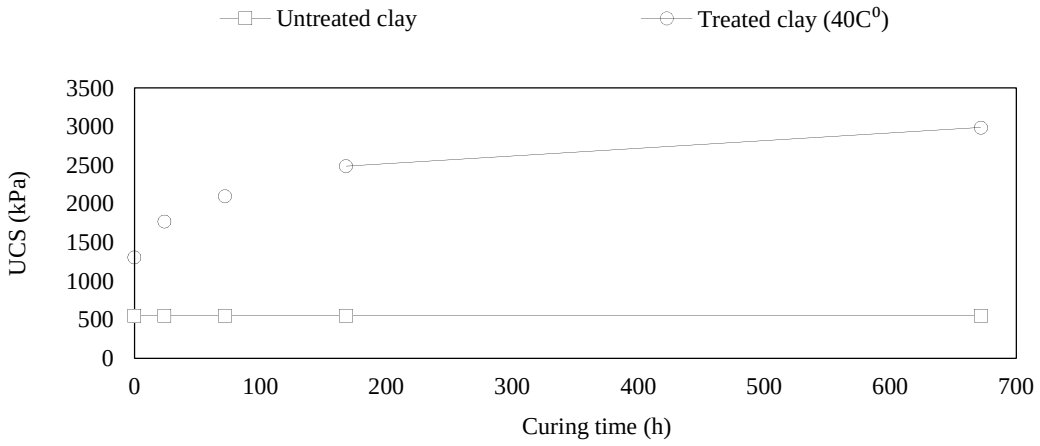


Fig. 4: Evaluation of the strength with curing time on untreated and lime-treated bentonite at a curing temperature of 40 ˚C

CONCLOUSION

A comprehensive experimental programme was undertaken to investigate the effect of curing time and temperture on the unconfienf compressive strength of lime treated expansive clays. A number of conclusions can be drawn from this investigation;

1. The laboratory results showed that the properties of clay were greatly improved when treated with hydrated lime. It was experimentally proved that unconfined compressive strength increased significantly when the specimens were tested immediately after compaction. It increased from 551.9 to 1305.2 kPa (by 136.5% compared to the UCS value of untreated clay).
2. The amount of strength gained is dependent on the curing time and temperature. The UCS results indicated that curing time and temperature have a positive influence on increasing the strength of improved clay specimens.
3. Lime treated clay cured for 7 days showed increase of 286% compared to that of the untreated clay. In much later curing periods (28 days) there was a remarkable increase in strength, it can be seen that the 7% lime treated specimen cured for 28 days showed much

higher strength than those achieved in 7 days. Within 28 days of curing this amounted to 346% strength gain compared to the untreated clay.

4. The strength of the clay increased remarkably by doubling the curing temperature from 20 ˚C to 40 ˚C. Elevating the temperature to 40 °C after 28 days of curing period caused the UCS of lime treated specimen to increase from 2519 kPa at 20 ˚C to 2986 kPa at 40 ˚C.

REFERENCES

1. Khademi, F. and J. Budiman, *Expansive soil: causes and treatments.* i-Manager's Journal on Civil Engineering, 2016. **6**(3): p. 1.
2. Schanz, T. and M.B. Elsawy, *Stabilisation of highly swelling clay using lime–sand mixtures.* Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, 2017. **170**(4): p. 218-230.
3. Hilt, G.H. and D. Davidson, *Lime fixation in clayey soils.* 1959, Iowa State College.
4. Eades, J.L. and R.E. Grim, *Reaction of hydrated lime with pure clay minerals in soil stabilization.* Highway Research Board Bulletin, 1960(262).
5. Miller, S.P., T.W. Kennedy, and W.R. Hudson, *Evaluation of factors affecting the tensile properties of lime-treated materials*. 1970, University of Texas at Austin.
6. Bell, F., *Lime stabilization of clay minerals and soils.* Engineering geology, 1996. **42**(4): p. 223-237.
7. Petry, T.M. and E.A. Berger, *Impact of moisture content on strength gain in lime-treated soils.* Transportation Research Board, 85th annual meeting, article n°06-2764, 16 p., 2006.
8. Nasrizar, A.A., M. Muttharam, and K. Ilamparuthi, *Effect of placement water content on strength of temperature cured lime treated expansive soil*, in *Ground Improvement and Geosynthetics*. 2010. p. 174-180.
9. Mohd Yunus, N.Z., et al., *Strength improvement of lime-treated clay with sodium chloride.* Geotechnical Research, 2017.
10. Zhu, F., et al., *Geotechnical properties and microstructure of lime-stabilized silt clay.* Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2018: p. 1-10.
11. Gallaway, B.M. and S.J. Buchanan, *Lime stabilization of clay soil*. 1951: Texas Engineering Experiment Station.
12. TRB, *Lime stabilization : reactions, properties, design, and construction.*, in *State of the art report (Washington, D.C.); 5.*, N.R.C.U.S.T.R.B.C.o.L.a.L.-F.A. Stabilization, Editor. 1987: Washington.
13. Ismeik, M. and F. Shaqour, *Effectiveness of lime in stabilising subgrade soils subjected to freeze–thaw cycles.* Road Materials and Pavement Design, 2020. **21**(1): p. 42-60.
14. Jahandari, S., et al., *Effects of saturation degrees, freezing-thawing, and curing on geotechnical properties of lime and lime-cement concretes.* Cold Regions Science and Technology, 2019. **160**: p. 242-251.
15. Bell, F., *Stabilisation and treatment of clay soils with lime. Part 1-basic principles.* Ground Engineering, 1988. **21**(1).
16. Bagoniza, S., et al. *Carbonation of stabilised mixtures.* in *HPTRC Transport and Planning Summer Annual Meeting, held in University of Bath*. 1987. PTRC Education and Research Services.
17. Lawton, E.C., *Nongrouting techniques*, in *Practical Foundation Engineering Handbook*, R.W. Brown, Editor. 2001, McGraw-Hill, New York: New York.
18. O'Flaherty, C.A., *Soil-stabilized pavements*, in *The Location, Design, Construction and Maintenance of Road Pavements*, C.A. Emeritus and A.M. O'Flaherty, Editors. 2002, Butterworth-Heinemann: Oxford.
19. Reeves, G.M., I. Sims, and J. Cripps. *Clay materials used in construction*. 2006. Geological Society of London.
20. Amaya, M.E.N., E.J. Botero, and E.S. Ovando, *Lime stabilisation of highly compressible surface from soils in ex-Lake Texcoco, Mexico.* Environmental Geotechnics, 2019: p. 1-12.
21. Kumar, A., B.S. Walia, and A. Bajaj, *Influence of fly ash, lime, and polyester fibers on compaction and strength properties of expansive soil.* Journal of materials in civil engineering, 2007. **19**(3): p. 242-248.
22. Elkady, T.Y. and A.A. Shaker, *Role of cementation and suction in the swelling behavior of lime-treated expansive soils.* J. Mater. Civ. Eng, 2018. **30**(5): p. 04018073.
23. Cizer, Ö., et al. *Carbonation reaction of lime hydrate and hydraulic binders at 20 C.* in *Proc. First International Conference on Accelerated Carbonation for Environmental and Materials Engineering*. 2006. The Royal Society.

24. Boardman, D., S. Glendinning, and C. Rogers, *Development of stabilisation and solidification in lime–clay mixes.* Geotechnique, 2001. **51**(6): p. 533-543.
25. De Windt, L., D. Deneele, and N. Maubec, *Kinetics of lime/bentonite pozzolanic reactions at 20 and 50 C: Batch tests and modeling.* Cement and Concrete Research, 2014. **59**: p. 34-42.
26. Diamond, S. and E.B. Kinter, *Mechanisms of soil-lime stabilization.* Highway Research Record, 1965. **92**: p. 83-102.
27. BS1924-2, *Stabilized materials for civil engineering purposes. Methods of test for cement-stabilized and lime-stabilized materials*. 1990, London: BSI.
28. Ingles, O.G. and J.B. Metcalf, *Soil stabilization principles and practice*. 1972.
29. BS1377-2, *Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes–Part 2 Classification tests*. 1990, British Standard institute.: London.
30. Ali, H. and M. Mohamed, *The effects of compaction delay and environmental temperature on the mechanical and hydraulic properties of lime-stabilized extremely high plastic clays.* Applied Clay Science, 2017. **150**: p. 333-341.
31. BS1377-4, *Methods of test for Soils for civil engineering purposes-Part4: Compaction-related tests*. 1990, British Standard institute.: London.
32. Grim, R.E., *Clay mineralogy*. Vol. 76. 1953: LWW.
33. Güneyli, H. and T. Rüşen, *Effect of length-to-diameter ratio on the unconfined compressive strength of cohesive soil specimens.* Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2016. **75**(2): p. 793-806.
34. BS1377-7, *Methods of test for Soils for civil engineering purposes - BS 1377-7: Shear strength tests (total stress)*. 1990, London: BSI.
35. Saad, S., Mirzababaei, M., Mohamed, M. and Miraftab, M, *Uniformity of density of compacted fibre reinforced clay soil samples prepared by static compaction.* Proceedings of the 5th European geosynthetics congress, 2012.
36. Yunus, N.Z.M., *Effect of humic acid and chloride salts on the behaviour of lime-stabilised organic clay*. 2012, University of Nottingham.
37. Zhang, Y., L.K. Korkiala-Tanttu, and M. Borén, *Assessment for sustainable use of quarry fines as pavement construction materials: part II-stabilization and characterization of quarry fine materials.* Materials, 2019. **12**(15): p. 2450.
38. Rogers, C., et al., *Lime modification of clay soils for construction expediency.* Proceedings of the Institution of Civil Engineers- Geotechnical Engineering, 2001. **149**(3): p. 201-202.
39. Kumar, S., et al., *Effect of Lime (Content &Duration) on Strength of Cohesive Soil.* Int. Res. J. of Eng. and Tech, 2019. **6**(5): p. 198-205.
40. Brandl, H. *Alteration of soil parameters by stabilization with lime*. in *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Volume 3, Stockholm.* 1981.
41. Al-Mukhtar, M., A. Lasledj, and J.-F. Alcover, *Behaviour and mineralogy changes in lime-treated expansive soil at 20 C.* Applied clay science, 2010. **50**(2): p. 191-198.
42. Kichou, Z., *A study on the effects of lime on the mechanical properties and behaviour of London clay.* 2015, London South Bank University.
43. Komarneni, S., et al., *Cation-exchange properties of (Al+ Na)-substituted synthetic tobermorites.* Clays and clay Minerals, 1987. **35**(5): p. 385-390.
44. Turkoz, M. and P. Vural, *The effects of cement and natural zeolite additives on problematic clay soils.* Science and Engineering of Composite Materials, 2013. **20**(4): p. 395-405.
45. Barker, J., C. Rogers, and D. Boardman, *Ion migration associated with lime piles: a review.* Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, 2007. **11**(2): p. 87-98.
46. Goodarzi, A., H. Akbari, and M. Salimi, *Enhanced stabilization of highly expansive clays by mixing cement and silica fume.* Applied Clay Science, 2016. **132**: p. 675-684.
47. Yunus, N.Z.M., et al., *A short review of the factors influencing lime-clay reactions.* Electron. J. Geotech. Eng, 2014. **19**: p. 6269-6282.
48. Rao, S.M. and P. Shivananda, *Role of curing temperature in progress of lime-soil reactions.* Geotechnical & Geological Engineering, 2005. **23**(1): p. 79-85.
49. Smith, J. *Construction of lime or lime plus cement stabilised cohesive soils*. in *Lime Stabilisation: Proceedings of the seminar held at Loughborough University Civil & Building Engineering Department on 25 September 1996*. 1996. Thomas Telford Publishing.

Influence of Drying Temperature on Physical Properties of Clay

Ambaraka Saad Faraj[1], Rasha Abrayik Fathullah[1], Enas B. Altalhe[2] and Fathia Alnaas[3]

1 M.Sc. Student at civil and structural engineering department, omer Almukhtar University

2 *Assistant professor at civil and structural engineering department, omer Almukhtar University*

3 Lecturer at civil and structural engineering department, omer Almukhtar University

ABSTRACT

This paper studies the effect of drying methods on physical properties of clay soils. The properties considered were Atterberg limits, compaction characteristics as well as specific gravity of clay soil. To achieve the objectives of this study, clay soil was selected from eastern Libya 'shahat city' and subjected to three different drying according to the American Standard test method ASTM, either by drying in the air (25±3°C) or in the oven at 60°C and 110°C. It is concluded that drying significantly influences the results obtained from plastic limit and liquid limit, plasticity index values of the clay soil decreased as well as the soils are slow to absorb moisture during the compaction, especially if they are allowed to become quite dry prior to the tests. It was thus proved that the oven-drying method could not be used to replace the air-drying method for the tested soil.

Keywords: Clay, Air-dried, Oven-dried, Index properties, Compaction.

INTRODUCTION

The physical properties of the soil are considered a basic element in the design of Geotechnical structures; either soil has been used as a support material or as a construction material. Laboratory tests are performed to estimate the physical properties of the soil. In fact, preparing the sample before the test plays a significant role. The most standard laboratory test soil requires be air dried or an oven- dried, provided that both give the same results. However, some studies indicate that this does not apply to certain types of soil.[1] Indeed, the method of sample preparation may have significant effects on soil index and engineering properties of soils. [2],[3]Based on their study, the authors conclude that drying effects the Atterberg limits and grain size distribution of soils. The plasticity index and clay content values of the soils tested decreased with drying. This is due to the aggregation of soil particles when drying, which reduces the water retention capacity and therefor the liquid limit of the soil has decreased. Additionally, after oven drying, the chemical properties of soils such as PH, organic matter and iron content decreased.

To avoid the organic matter and minerals in the soil burning during the drying process in the oven, the soil samples should be air-dried [4],[5]. Drying the soil in the air removes all of the free water and a little attached water [6]. While drying the soil in the oven removes all free water and a significant amount of attached water, Clay minerals like montmorillonite are prone to this. Because these minerals are known to retain a substantial amount of water in their network drying them at high temperatures (oven) may remove some or all of the attached water, changing their composition.

For these reasons, the objective of this study was to investigate the effect of drying at (25 ± 3°C) in the air and (60°C, 110°C)in the oven on clay soil Atterberg limits, specific gravity , compaction parameters, which determine the physical properties of clay soil.

METHODOLOGY

Sample Collection

The soil used for the study is clay soil from eastern, Libya, city of Shahat. Soil samples locations is shown in Fig. 1. The locations of the sampling sites are given in Table.1. The soil was extracted from a depth 0.5meter below the soil surface. The bulk density of the soil in place was determined with the core-cutter method. Dry density and moisture content were determined in the laboratory as shown in the Table 2.

Fig. 1: Soil sample collection site in shahat Libya

Table 1: Locations of the sampling

Latitude	Longitude
32.826061	21.86868

Table 2: Moisture content and unit weight of soil

Parameter	Result
moisture content (ω)%	34.75
Field bulk density (kN/m^3)	16.5
Field dry density (kN/m^3)	12.2

Drying Methods

Clay soil samples were prepared and the clay soils are tested by three drying methods.

- Air dried : the moist soil was spread in a wide pan and allowed to dry at room temperature of 25 ± 3°C. Air drying takes a long time (approximately 30 days) to reduce the amount of water to a near-constant level.
- Oven dried: clay soil samples dried at an oven temperature of 110±5°C and oven drying at 60°C. This temperatures was applied to the clay soil for at least 48 hours.

TESTING PROCEDURE

Atterberg Limits

The effect of drying methods on the Atterberg limits was determined by test for shrinkage limit, liquid limit, plastic limit and plasticity index of soil on based ASTM D4318. In determining the Atterberg limits was soil passing 0.425mm(#40) sieve. Liquid limit (LL) was determined using Casagrande device, plastic limit(PL) use the twisted thread procedure. Fig .2 shows a Atterberg limits tests on soil sample in the laboratory. The soil plasticity index (PI) was calculated as (PI = LL – PL).

Fig. 2.: Atterberg limits tests in the laboratory.

Specific Gravity

Specific gravity test was determent according to ASTM D854. About 200 g of passer-by soil was weighed from the sieves 40, then was placed in a glass container, water was added, and the container was shaken until the air was released. The steps in conducting the test in the lab are depicted in the Fig.(3).

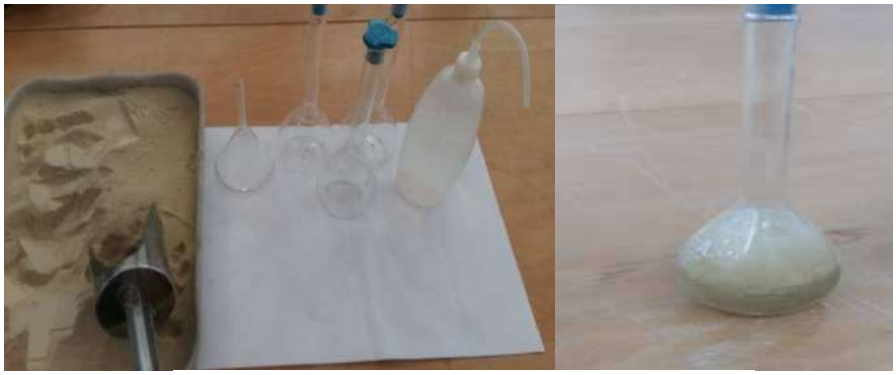


Fig. 3: Specific gravity test in laboratory

Compaction Test

Standard proctor test were performed in general accordance with ASTM D698 standard test method for particle-size analysis of soils (ASTM1998). This laboratory test is performed to determine the relationship between the moisture content and dry density of clay a specified compacted by 5.5 pound hammer falling a distance of one foot in a soil filled mold. The mold is filled with three equal layer of clay, and each layer is subjected to 25 drops of the hammer. The mold is 4inches in diameter and has a volume of about (944 cm^3).

RESULTS AND DISCUSSION

The following sections discuss the results of the experimental investigation:

Specific Gravity

Fig.4 shows the variations in G_s with drying temperature for clay soil. G_s decreases as drying temperature increases from 25˚C to 60 ˚C and 110˚C. As apparent from Fig.4 the increase or decrease in specific gravity values due to drying are significant. The result is also in agreement with test results of [3],They studied the effect of drying temperature on three soils physical properties.

Atterberg Limits

The effect of drying methods on the Atterberg limits was determined by testing the liquid limit, plastic limit and plasticity index of soil on based ASTM D4318. The Atterberg limits of the soil samples are presented in Table 3. The results represent that the liquid limit, LL and the plasticity index, PI of air-dried sample is higher than that of oven-dried sample where values decreased with oven-drying at 110˚C and oven-drying at 60˚C. While there is no obvious effect of drying the on plasticity limit.

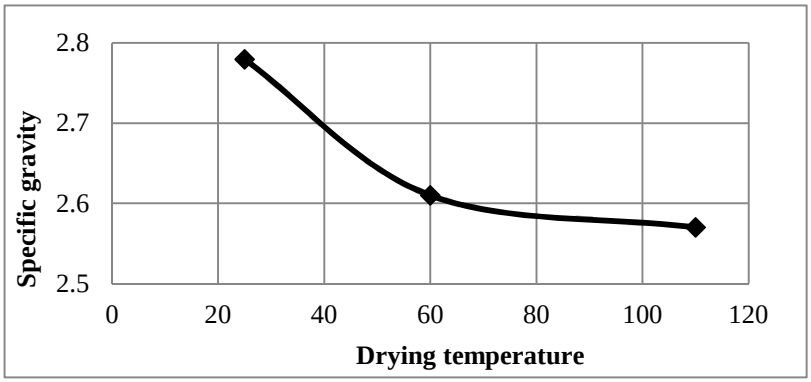


Fig. 4: Variation of specific gravity of soils with dryingtemperature

Table 3: Atterberg limits of the soil samples with drying temperature.

Atterberg limit	Sample preparation method		
	Air dried	60 Oven- drying	110 Oven-drying
Plastic limit	21.89	21.61	21.64
Liquid limit	49.03	37.32	44.31
Plasticity index	27.14	15.71	22.67

Figure 5 shows the variation of Atterberg limits with the drying temperature. It is obvious that in all the cases, drying in the oven caused soil aggregate. The accumulation of particles the group's leads to a decrease in the surface area of the particles, thus reduces the absorption of water, which affects the decrease in the liquid limit. The results obtained show agreement with a study done by[2], who found a difference between the plastic limit and liquid limit for different pre-drying methods of soil samples.

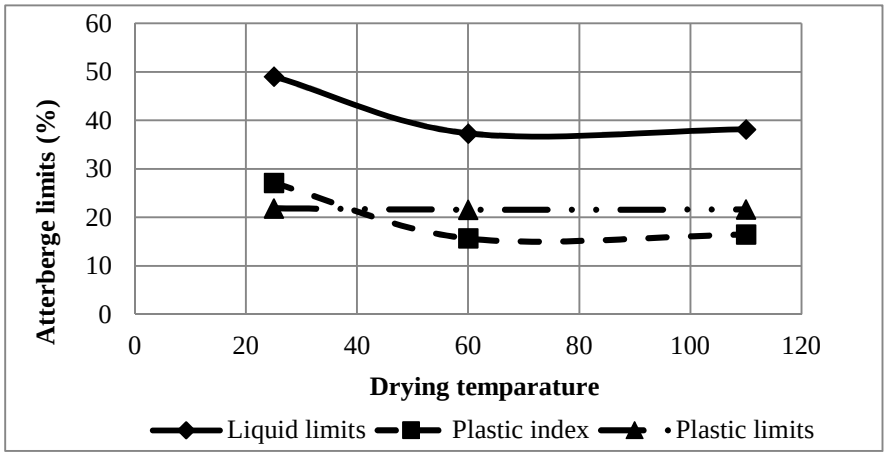


Fig. 5: Variation of Atterberg limits of soils with drying temperature.

Compaction Test

In both air-dried and oven-dried processes, dry density/moisture content correlations for the soil were established. Fig.6 shows the results of compaction tests on soils under air dried and oven-dried conditions are compared, It is clear that drying causes an increase in the maximum dry unit weight and a decrease in the optimum moisture content.

Drying in the air, the max dry unit weight was 1.65 g/cm^3, and it increased to 1.69 g/cm^3 when drying 110°C and to 1.73g/cm^3 when drying 60°C. The optimum moisture content decreased when drying in the oven for 18.35% at 60°C to 16.06% at 110°C, compared to the optimum moisture content in the air of 20.04%. The results are consistent with a study conducted by[3],which indicated there is an increase in the dry unit weight of the oven drying and a decrease in the optimum moisture content, which is due in part to aggregation effect. Furthermore, clays cannot readily absorb all of the water required to achieve the equilibrium moisture state during the time it takes to perform each test.

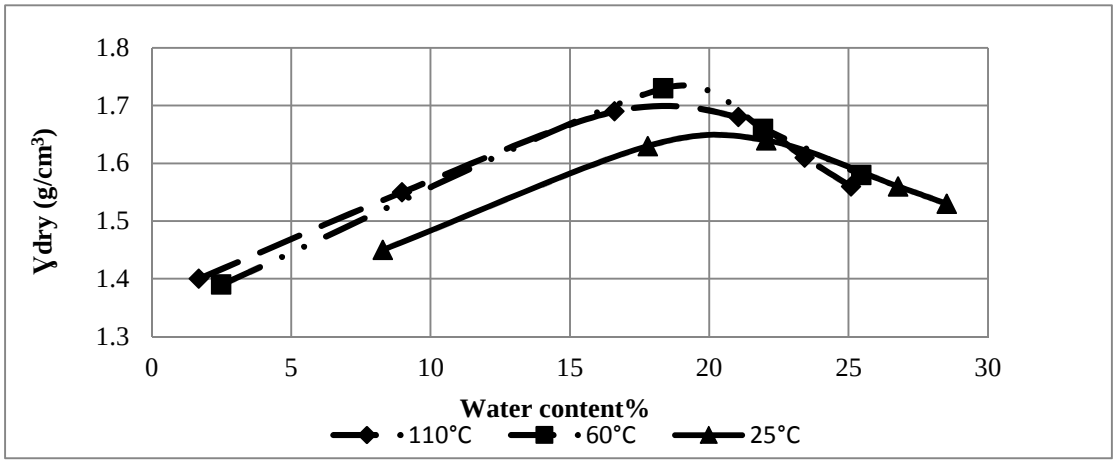


Fig. 6: Variation of compaction parameters of soil upon drying

CONCLUSIONS

1. The experimental results clearly indicate that the method of sample preparation prior to testing has appreciable effects on physical properties of clay soil.
2. The results show that the liquid limit and plasticity index of the oven-dried clay soil sample are lower than the liquid limit and plasticity index of the air-dried clay soil sample.This is because drying in the oven caused the accumulation of clay particles, resulting in a decrease in surface area and thus a decrease in water absorption.
3. As has appreciable effects on the compaction characteristics oven drying has the general effect of increasing the maximum dry density and reducing the optimum moisture content, which is due in part to aggregation effect.
4. The low will affect the optimum moisture content of compaction in construction works. Meanwhile, while determining permitted bearing capacity and foundation settling, the low liquid limit will have an impact on the forecast of the soil consolidation qualities.
5. It was thus that the oven-drying method could not be used to replace the air-drying for the tested soil.

REFERENCES

1. Al-Adhadh, A. R., Sakban, H. K and Naeem, Z. T., 2020, Effect of Method of Soil Drying On Atterberg Limits and Soil Classification, in *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 739 (1): 012044
2. Sunil, B and Krishnappa, H., 2012, Effect of drying on the index properties of lateritic soils, *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 30: 869-879.
3. Sunil, B. and Deepa, A., 2016, Influence of drying temperature on three soils physical properties, *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 34: 777-788.
4. Sahib, A. A. and Robinson, R. G., 2020, Drying and Atterberg limits of Cochin marine clay, *International Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 14: 986-993.
5. Huvaj, N. and Uyeturk, E., 2018, Effects of drying on Atterberg limits of pyroclastic soils of Northern Turkey, *Applied Clay Science*, vol. 162: 46-56.
6. Basma, A. A., Al-Homoud, A. S. and Al-Tabari, E. Y., 1994, Effects of methods of drying on the engineering behavior of clays, *Applied Clay Science*, vol. 9:151-164.

إدارة التنفيذ والمواصفات وضبط الجودة

Evaluation of Strength Test Results of Concrete in Libya (Case Study)

Eng. Heba Jebali[1], Dr. Z. Hatush[2]

1 MSc Graduate, Department of Civil Engineering, Tripoli University, Tripoli, Libya

2 PhD, P. Eng, Professor, Department of Civil Engineering, Tripoli University, Tripoli, Libya

ABSTRACT

Concrete is one of the major construction materials in building construction industry. In Libya, concrete is probably the only materials used for building constructions and it is produced from three basic ingredients; namely, cement, aggregate and water. Accordingly, the product should be compatible with the standard specifications within manufacturing stages to ensure acceptable quality. This study focuses on creating system called (Concrete Expert) based on American Standards ACI214, that monitors concrete quality continuously throughout the implementation period and records daily readings of compressive strength tests and accordingly the control charts were established for each strength test data. The importance of control charts for the variables lies in the expression of the system status (inside or outside the control limits). The system records data, analyzes, and then determines the individual strength tests, moving average, moving range, ratio of minimum strength to design strength, and the adequacy of control over concrete and testing operations. The test data could be beneficial for these purposes: to assist the batch plant in the production of high-quality concrete for projects; to determine the adequacy of testing procedures, and to establish and refine the statistical relationships for future similar projects. The system was applied to test efficiency of the performance of two huge projects in Libya, also comparison and assessment quality of concrete for ten projects by inserting different records in different intervals of time; results show that the quality control ranged from excellent to a good as per the classification (Overall Variation/General construction testing) and ranged from fair to poor as per the classification (Within-test variations/Field controlling testing) according to ACI214.

Keywords: Quality control ،Concrete, Control charts, Compressive strength.

INTRODUCTION

In recent years, many of the concrete structures collapsed which have caused in many deaths and damaged the buildings, which mainly due to the poor concrete quality and control. Moreover, the ingredients of concrete should be of good quality that satisfies the requirements set in standards, which in order to get quality concrete product and satisfy the strength and durability requirement. In addition, to follow the concrete production process, quality control and corrective procedures are followed to obtain the desired quality concrete. Therefore, a good and a bad concrete may be made of exactly the same ingredients if there is a difference on the quality control of the production. (Abebe et al. 2005) [2].

A previous study by Chen, Sung, and Shih (2004) [3] found that the usual primary requirement of good concrete in its hardened state is a satisfactory compressive strength, but there are properties must be ensured such as density, tensile strength, impermeability, resistance to abrasion.

Concrete in reinforced concrete structure (RC) is generally under significant compressive stress load. As reported by American Concrete Institute code (ACI318-95) [1] to guarantee required quality and ductility, various tests have to be conducted to measure the concrete's compressive strength. The ductility of the RC structure is mostly influenced by the compressive strength of its concrete. Then, the fit compressive strength of concrete can be determined based on the ductile ratio. It takes daily concrete samples for strength tests and evaluation of the average compressive strength of concrete. If the compressive strength of concrete greatly exceeds the specified strength, it will seriously affect the ductile ratio of the structure. On the other hand, if the deviation of compressive strength of concrete is over the limit, it causes imbalance to the ductile ratio of structure, and adversely influence the seismic capability of the structure (Chen, Sung, and Shih 2004) [3].

Statistical process control (SPC) is a powerful collection of problem-solving tools useful in achieving process stability and improving capability through the reduction of variability (Montgomery 2009) [4]. Thus, (SPC) is one of the greatest technological developments of the twentieth century, because it is based on sound underlying principle and easy to use, has significant impact, and can be applied to any process (Montgomery 2009) [4]. As reported by Evaluation of Strength Test Results of Concrete ACI Committee 214R-02 [7] statistical procedures provide tools of considerable value when evaluating the results of strength tests. Information derived from such procedures is also valuable in refining design criteria and specifications. (Kane 1986)[5].So statistical methods are used to evaluate the manufacturing capacity and quality control of manufacturers. First, the standard deviation is decided by at least thirty successive sets of test results of dispensed concrete prescriptions, and then the average compressive strength requirement of concrete is imposed to identify the quality control capability of a manufacturer. In the process of construction, although the dispensed prescriptions of concrete are the same, some uncertain factors may cause imbalance to the deviation of compressive strength of concrete and affect the engineering quality and the required compressive intensity and ductility of the structure. It may even cause an unexpected structure collapse. The purpose of this research is developing a quality control system of concrete to undertake qualitative and quantitative assessment on the quality of concrete of building construction industry of Libya by using computer program (Concrete Expert). It works to monitor concrete quality continuously throughout the implementation period, to assess the control level of concrete and apply the criteria of the required average strength based on (ACI 214R-02), to evaluate the fitness and stability degree of compressive strength of concrete, draw control charts for variables (Average, X), (Range, R) for any period of time required, and to display the results of all tests at any time and obtain respective reports.

QUALITY CONTROL OF CONCRETE

Quality Control (QC) is all the measures that are taken during material selection, concrete production processes and on finished concrete products to ensure the compliance of works with the specification. Hence, concrete quality affects the overall quality of buildings to a higher extent. Moreover, to get quality concrete products, proper care and control has to be done during ingredient selection and production processes. It should also be reminded that all professionals and firms involved in the construction industry have to give special emphasis to quality control (Abebe et al. 2005) [2].

According to the Evaluation of Strength Test Results of Concrete ACI Committee 214R-02 [7], the results represent the potential strength of the concrete rather than the actual strength of the concrete in the structure. Inevitably, strength test results vary. Variations in measured strength may originate from any of the following sources:

- Batch-to-batch variations of the proportions and characteristics of the constituent materials in the concrete, the production, delivery, and handling process, and climatic conditions; and
- Variations in the sampling, specimen preparation, curing, and testing procedures (within-test).

Conclusions regarding the strength of concrete can only be derived from a series of tests. The characteristics of concrete strength can be estimated with reasonable accuracy only when an adequate number of tests are conducted, strictly in accordance with standard practices and test method.

Variation in the measured characteristics may be either random or assignable depending on cause. Random variation is normal for any process; a stable process will show only random variation. Assignable causes represent systematic changes that are typically associated with a shift in some fundamental statistical characteristic, such as mean, standard deviation or coefficient of variation, or other statistical measure.

Acceptance Criteria for Concrete Quality Control

The acceptance criteria for ACI-code are criteria used to determine the required average strength for various specifications or elements of specifications.The required average strength $f'cr$should exceed the specified compressive strength $f'c$,and $f'cr$should be the largest strength calculated using all relevant criteria.

First Acceptance Criteria Number of Tests Less Than 15 Leads To

$$f'cr = f'c + 6.9Mpa \quad \text{When } f'c<20.7\text{Mpa} \tag{1}$$

$$f'cr = f'c + 8.3Mpa \quad \text{When } f'c \geq 20.7\text{MPa and } f'c \leq 34.5\text{MPa} \tag{2}$$

$$f'cr = 1.10f'c + 4.8Mpa \quad \text{When } f'c > 34.5\text{MPa} \tag{3}$$

Second Acceptance Criteria Number of Tests More Than 15 Leads To

$$f'cr = f'c + zs \tag{4}$$

$$f'cr = f'c / (1 - zv) \tag{5}$$

Where the specified strength in these situations will generally be between 21 and 35 MPa, S is the standard deviation, V is the coefficient of variation, and Z probabilities factor commonly used 1.28 or 2.33.

$$f'cr = (f'c - 3.5) + zs \tag{6}$$

$$f'cr = (f'c - 3.5)/(1 - ZV) \quad (7)$$

Where the specified strength ≤ 34.5 MPa, S is the standard deviation, V is the coefficient of variation, and Z probabilities factor commonly used 1.28 or 2.33.

$$f'cr = 0.90 * f'c + zs \quad (8)$$

$$f'cr = 0.90 * f'c/(1-ZV) \quad (9)$$

Where the specified strength > 34.5 MPa, S is the standard deviation, V is the coefficient of variation, and Z probabilities factor commonly used 1.28 or 2.33.

Variable Quality Control Charts

Quality-control charts have been used by manufacturing industries for many years as aids in reducing variability, increasing production efficiency and identifying trends as early as practicable. It is an essential tool of continuous quality control; monitor processes to show how performing and how capabilities are affected by changing in processes.

Control charts determine if a process is under control or out of control, also monitor the variance of output of a process over different intervals of times, by comparing this variance against upper and lower limits to see if it fits within the expected, specific, predictable and normal variation levels. Control charts are strongly recommended for concrete in continuous production over considerable periods.

Average Charts (X-bar Chart) Shows the results of all strength tests plotted in succession based on casting date. The results of all strength tests plotted in succession based on casting date. Chart often includes the specified strength and may include the acceptance criteria for individual tests. This chart is useful because it shows all of the available data but it can be difficult to detect meaningful shifts in a timely fashion. When the moving average of three tests is plotted, the larger the number of tests averaged, the more powerful the chart is in helping identify trends.

Range Charts (R-Chart) Shows the moving average of the range, the maximum difference between companion cylinders comprising a single strength test, which is used to monitor the repeatability of testing. These changes will not reveal day-to-day differences in testing, curing, capping, and testing procedures or testing procedures that affect measured strength levels over long periods.

SOFTWARE (PROGRAMMING) CONCRETE EXPRET

Introduction

Concrete Expert is the module of the concrete quality package. It is created to improve quality control process, mix design and raw materials management. The compressive strength test results of concrete were evaluated according to ACI 214R-02 (Standard for guidance in planning, designing, executing, and inspecting construction). Moreover, the Concrete Expert was determined as follows:

Inputs

1. Details of projects information such as owner, location, contractor.
2. Physical tests types of raw materials (aggregates, cements, water).
3. Equipment calibration and verification.
4. Batch plant: actual and intended batch quantities (every truck), customer details.

5. Fresh concrete tests and in situ temperature records.
6. Hardened concrete test result.

Processing

1. Calculate the average results for strength and range for every test at any period of time.
2. Criteria for strength requirement-determine the minimum required average strength concrete performance.
3. Compare the status that the pattern will be out of control, with samples distribution in the chart for any period of time.

Outputs

1. Establish multiple functions at the database such as adding or deleting records.
2. Viewing the contents of the database Statistics table for any period of time include Standard Deviation, adjusted standard deviation, Coefficient of Variation, Within-Test Standard Deviation, Within-Test Coefficient of Variation, and number of tests.
3. Construct quality control charts for (Individual test, moving average for strength of three, and Moving average for range of ten) at any period of time required, and express the suitable treatment if it needs.
4. Printing all outputs as reported.

Robust Pro-Active Scheduling

The software was written in C-Sharp, which is a programming language, and development environment created by Microsoft that runs on the .NET Framework.

In addition, it is based on C++ and contains features similar to those of Java. It is a simple, modern, and object-oriented language that provides modern day developers flexibility and features to build software that will not only work today but will be applicable for years in the future.

User Interface

The software contains main forms which could be explained as follows:

The Main Form When starting the program, this form will display first. The title of this form is Projects (Fig.1), and anymore forms will carry out from the main form as Add Project, Materials, Batches, Concrete QA/QC.

Fig.1: Main Form

The Processing Screen This screen named Project Batches, which includes two tabs: The first tab (Fig. 2) called Batch add/edit which display add and save the daily batch quantities, fresh concrete testing data. The second tab (Fig. 3) called Specimen Test which enter the hardened concrete test (Test Results).

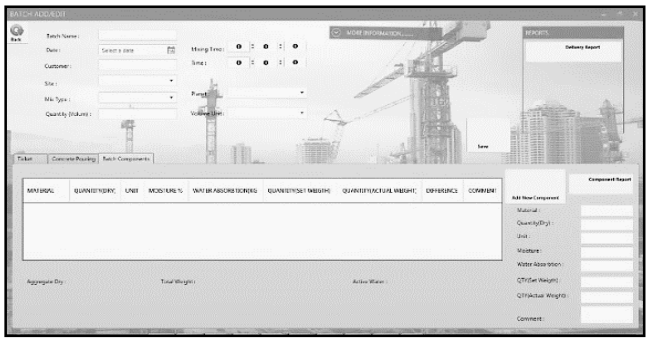


Fig.2: Project Batch Information

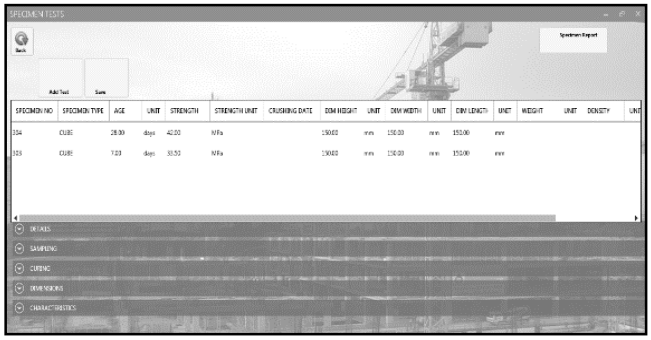


Fig.3: Specimen Test Information

Analysis Screen This screen named Concrete QC, which includes two tabs: The first tab (Fig.4) called Static Table which displays result of data at any certain period of project, where you can select starting and ending date for analysis data.

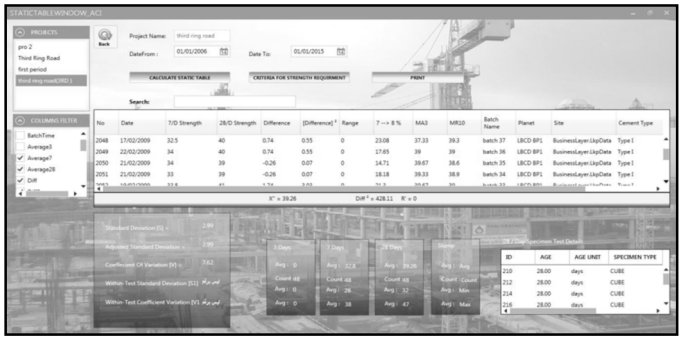


Fig. 4: Static Table for Project at Certain Period

The second tab (Fig.5) display data for determined Criteria for Strength Requirement fcr', and in this tab display the three main simplified Quality Control Charts.

Fig. 5: Criteria for Strength Requirement and Quality Control Charts

EVALUATION OF STRENGTH FIELD DATA

In order to get the representative data without bias, the two projects were selected randomly and scattered in Libya. The statistical analysis of the data of these by (Concrete Expert.ACI 214R) software was performied and the results were summarized in Table (1). From these results one can conclude that the site quality control of these projects ranged from Excellent to Good according to ACI214 as shown in Table (2). In this study the concrete compressive strength was defined as the strength obtained from standard cubes (150 mm) and converted to cylindrical molds with (150 mm) diameter and (300 mm) in height. The conversion factor used is cylindrical strength = 0.8 of cube strength. Each test result is an average of two test samples and average of three test samples.

The concept of statistics and probability nowadays is applied to so many industrial products so that to make productions or outputs have better quality and at the same time to become more cost effective. Therefore, construction as an industry, utilizes the basics of statistics and probability as a tool in improving quality and costs of productions.

The results of these data are shown in Table (1) the percentage of the tests below the required strength is 0.10% (1 in 10), and 0.01% (1 in 100) 214R [**7**], which leads to the probability factor (Z).

The statistical characteristics of the data gathered from all the projects are summarized in Table (1). The range (Rg=fmax-fmin). Fig.6. Show acceptable/ unacceptable projects (in terms of concrete strength) according to ACI214 [7].

Table 1a: Summary of the Two Projects Strength Data

Project	P1	P2
Specified Strength (MPa)	28	25
Number of Samples (ns)	48	99
Number of Tests	24	33
Criterion No. Using	1	3
Criterion Equation Using	St. Deviation	St. Deviation
Class of Operation (Overall Variation)	General Construction Testing	General Construction Testing
Class of Operation (Within test Variation)	Field Control Testing	Field Control Testing

Table 1b: Summary of the Results of the Two Projects Strength Data

Project	P1	P2
Number of Samples(ns)	48	99
St. Deviation (s)	1.92	3.74
COV% Coefficient of Variation	6.11	13.48
Average Strength (fcm) MPa	31.41	27.75
Average of Range	2.12	3.4
Criterion Equation Using	St. Deviation	St. Deviation
Criterion No. Using	$fcr' = fc' + zs$	$fcr' = (fc' - 3.5) + zs$
Probabilities factor Z	1.28	2.33
Specified Strength fc' (MPa)	28	25
Required Average Strength (fcr)	30.65	30.21
Class of Operation (Overall Variation)	General Construction Testing	General Construction Testing
Class of Operation (Within test Variation)	Field Control Testing	Field Control Testing

Table 2: Classification of Libyan projects According to Standard of Concrete Control ACI 214

Number of projects	Overall variation				
	Standard deviation for difference control standard, MPa				
	Excellent	Very good	Good	Fair	Poor
	Below 2.8	2.8 to 3.4	3.4 to 4.1	4.1 to 4.8	Above 4.8
P1					
P2					

State of Control

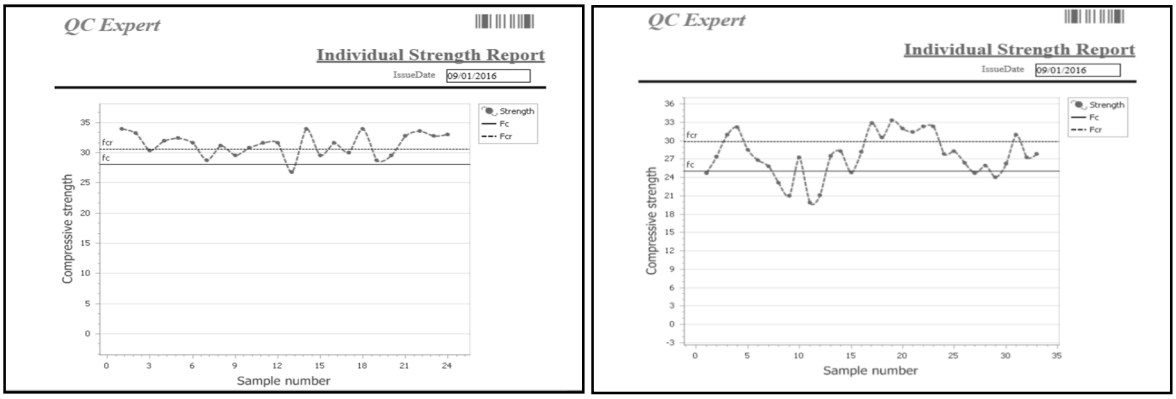
As shown on Fig.6 the (Concrete Expert ACI214R), software monitors the state of control of the manufacturing process through the use of the QC charts. It is observed that:

- The top chart in Fig.6 shows the results of all strength test results during the production. The action or interference limits are equal to the acceptance criteria specified for a particular

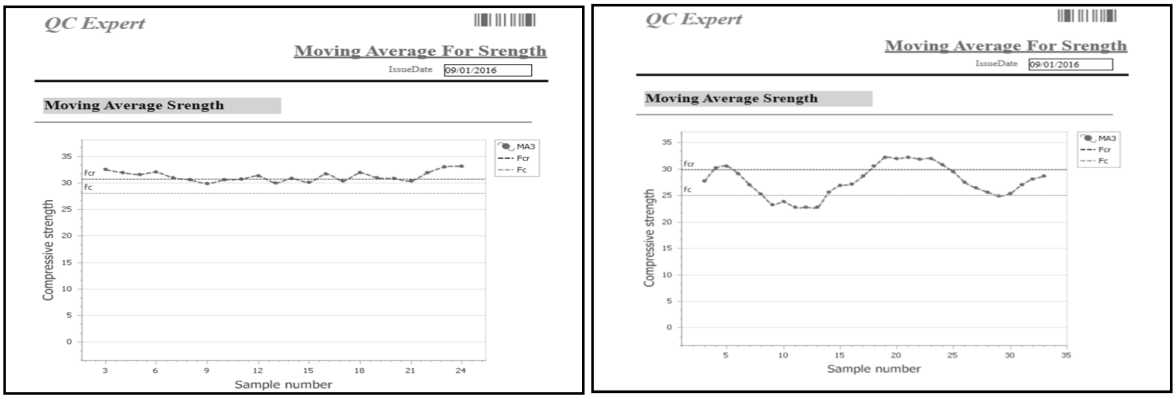
project. Control chart of sample for project P2 shows the data outside lower control limit fc′. Comparison with control chart of sample for project P1 does not show any data fall outside established limits.

- The middle chart in Fig.6 shows the moving average of consecutive tests, in this chart more easily identified the influence of effects such as seasonal change and change in material. The comparison indicates increasing the number of data points averaged increases the ease with which the trend is detected and improves the reliability of the trend identification, that is, the likelihood that the trend indicates a real change.
- The lower chart in Fig.1 shows the moving average of the range, which used to detect change in variability of the process. Control chart of average range of the previous 10 consecutive tests for project P1 show smaller variations, comparison with control chart for project P2 the tests show greater variations or lower average strength levels than actually exist.

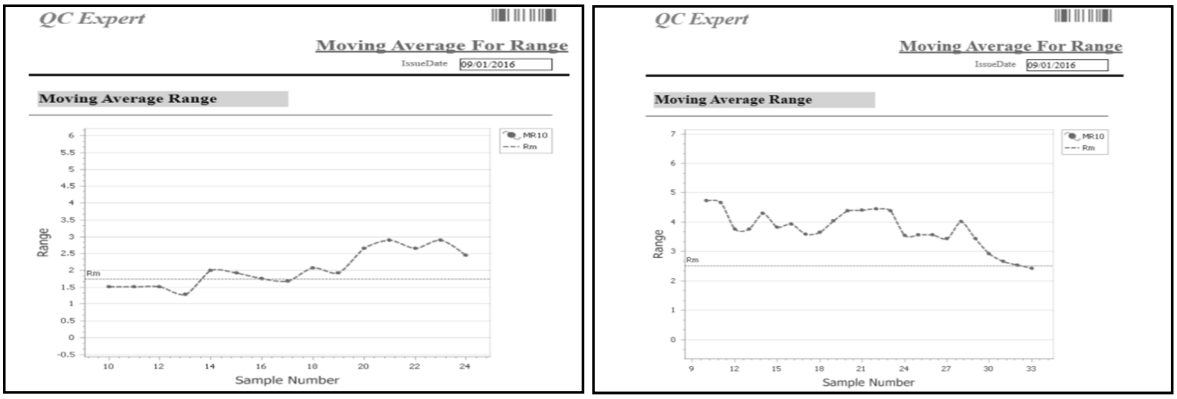
All of these comparison indicate satisfactory performance contractually and a process apparently in the control for Project P1.



a. Individual Strength Tests



b. Moving Average of Three Strength Tests



c. Moving Average for Rang

Fig. 6: Reports Comparison (Concrete Expert. ACI 214R Software) QC Charts between (Project P1 and Project P2)

CONCLUSIONS

1. This study investigated the quality of raw materials and the fitness and stability degrees of concrete quality that affect tremendously the stability of concrete structures. Based on the results of this study, the following conclusion can be drawn:
2. New software was created to evaluate the level of quality control of concrete by using ACI214R which prescribes a statistical approach.
3. The outcome of statistical analysis made on compressive strength test results of two huge projects in Libya indicated that the quality control ranged from excellent to a good. As per the classification: (Overall Variation) of ACI 214R-02, control over testing. The within test coefficient of variation (V1) indicates that the control over testing changed from “fair to poor” this corresponds to within-test range equation (R) which is (max strength – min strength) and confirms the believe that fluctuations in the range value are not due to variations in the manufacturing process but rather to variation in testing procedures.
4. To put the process of testing back to control, the quality control laboratory should find out what has caused the change in the inherent variation and make corrections accordingly. Normally, when the out-off control situation is due to inadequate testing, the probable causes may include a momentary lack of attention, the fatigue, a change in testing method, or errors in measurements and arithmetic.
5. The causes for poor quality can be summarized as ignorance, poor materials, poor design, poor detailing, and poor workmanship, improper quantity of cement, improper concrete mix, excess water, inadequate compaction, substandard forms, inadequate curing, inadequate cover and above all the lack of technical knowledge.
6. There is a need for further researches to improve the quality of workmanship involved in the building construction industry of Libya and its impact on concrete quality, and developing a new version of Software by addition of different data of performance improvements and new features.

REFERENCES

1. ACI Committee 318, 1996. Building Code Requirement for Reinforced Concrete (ACI 318-95) and Commentary-ACI 318R-95, *Reported by ACI Committee 318*.

2. Abebe Eshetu Tessema, ''Concrete Production and Quality Control in Building Construction Industry of Ethiopia' '*Master Thesis, School of Graduate Studies Addis Ababa University, 2005*.
3. CHEN Kuen-suan, SUNG Wen-pei, SHIH Ming-hsiang. Reliable evaluation method of quality control for compressive strength of concrete. *Journal of Zhejiang University SCIENCE, Aug. 9, 2004*.
4. Montgomery, D.C. (2009). *" Introduction to Statistical Quality Control "*,6th ed. Wiley, New York
5. Kane, V.E., 1986. Process capability indices. *Journal of Quality Technology, 18(1):41-52*.
6. PCA, 1970. Statistical Product Control. Publication IS172T, *Portland Cement Association*, Skokie, IL, U.S.A.
7. ACI Committee 214, "Evaluation of Strength Test Results of Concrete (ACI 214R-02)," *American Concrete Institute, D*.
8. Nevielle, A.M, (1985); Properties of Concrete, Longman Scientific and Technical.
9. Kosmatka, Steven H.; Kerkh off, Beatrix; and Panarese, William C. (2003); "Design and Control of Concrete Mixtures", EB001, 14th edition, *Portland Cement Association*, Skokie, Illinois, USA.
10. H. A1-Mudhaf and M. Al - Fadhala. Computer-aided statistical quality control in a concrete block factory in Kuwait 1997.
11. Christian U. Grosse, Hans-Wolf Reinhardt.2003. New developments in quality control of concrete using ultrasound.
12. Gambhir. M.L. (2002). "*Concrete Technology"*, MC Grawhill Book Company, 2nd ed. New Delhi.
13. Sidney Mindess, J. Francis Young and David Darwin, (2003); "*Concrete, prentice hall*", 2nd edition, USA.
14. M. S. Alazhari, "Evaluation and Acceptance Criteria of Concrete Compressive Strength in Libya'' *Master Thesis, Department of Civil Engineering*-Tripoli University - *Tripoli* - Libya – 2011.
15. Kausay, T. K. Simon, 2006. Acceptance of concrete compressive strength.
16. Arash Altoontash, ''Simulation and Damage Models for Performance Assessment of Reinforced Concrete Beam-Column Joints'' PhD thesis, US-Stanford University San Francisco 2004, Pages173-175.
17. Kevern, J. Wang, K., Suleiman, M.T., and Schaefer, V.R.4.,2006. *Pervious Concrete Construction: Methods and Quality Control.*
18. Chan, L.K., Cheng, S.W., Spiring, F.A., 1988. A new measure of process capability: Cpm. *Journal of Quality Technology,20:162-175.*
19. Sung, W.P., Chen, K.S., Go, C.G., 2001. The Effective Method of Evaluation for the Quality Control of Steel Reinforcing Bar. *Advances and Applications in Statistics*,1(2):175-193.
20. Chou, Y.M., Owen, D.B., 1989. On the distribution of the estimated process capability indices. *Commune. Statist. −Theory Methods*, 18:4549-4560.
21. R. allab and Srinivasu, G. saty anarayan, and Srikanth rikkula. ''Utility of Quality Control Tools and Statistical Process Control to Improve the Productivity and Quality in Industry'' *International Journal of Reviews in Computing. 2009*.
22. Elshiekh, E. Khayal.O.2018. Development of Quality Control System for Cement Manufacturing using Software Development of Quality Control System for Cement Manufacturing using software Techniques: A Review. *International Journal of Advanced Engineering and Management*,127-133.

Waste Materials Recycled in Construction Projects

Ali Ebraik[1], Zedan Hatush[2], Ali Al Barkous[3]

1 Project Manager, ODAC

2 Professor of project management, Civil engineering department, Tripoli University

3 General Department of Transmission Projects, General Electricity Company

ABSTRACT

More Construction equals more waste, more waste creates environmental concerns of toxic threat. An economically viable solution to this problem should include utilization of construction waste materials for new products which in turn minimize the heavy burden on the nation's landfills.

Recycling of waste construction materials saves natural resources, saves energy, reduces solid waste, reduces air and water pollution, and reduces greenhouse gases. The construction industry can start being aware of and take advantage of the benefits of using waste and recycled materials. Studies have investigated the use of acceptable waste, recycled and reusable materials and methods.

The use of recycling physical material such as: Metal materials (steel), cement kiln dust, Electro copper wires and cables, glass, plastic, asphalt pavement and concrete aggregate in construction is becoming increasingly popular due to the shortage and increasing cost of raw materials.

In this study a questionnaire survey targeting experts from Organization for Development of Administrative Centers (ODAC) construction Projects was conducted to investigate the current waste materials occurrence, their impact on project's constraint and the current practices of the uses of waste and recycling them in the ODAC construction Projects.

This study will present assessment of current wastes materials in ODAC projects and understanding of the current strengths and weaknesses of the practice methods or techniques for reused or recycled materials as construction materials in ODAC Projects as Case Study.

Keywords: Waste Material, Recycled waste Materials, Construction Materials, (ODAC).

INTRODUCTION

In the last decades, due to the modern lifestyle, the progresses in industry and technology had led to an increase in the amount and type of wastes. The problem of waste accumulation every year is all over the world. The wastes represent a major problem for the environment because the air pollution (the dust and very fine particles which spread in the atmosphere) and leaching toxic chemicals (arsenic, beryllium, boron, cadmium, cobalt, lead, manganese, mercury, molybdenum, selenium, strontium, thallium, hydrocarbon compounds, etc.) when are dumped in landfills, quarries, rivers, or oceans. The capitalization of waste is difficult because of their variety, as well as their unknown properties over time [1].

The building material industry is a domain of interest for using the wastes and researchers have tried to produce new construction materials incorporating wastes. The new generation of building materials is developing on other theories in concordance with the sustainability of environment [1].

The construction industry uses many different types of materials in large quantities. This means there are many opportunities for construction businesses to increase the amount of waste they reuse or recycle. There are many benefits associated with recycling waste from construction projects. Recycling waste reduces disposal costs and carbon emissions. It also helps comply with environmental legislation and restrictions on what can be sent to landfill. Often the materials used on construction sites are a mixture of virgin materials and those that already contain a level of recycled materials. However, there are simple, yet effective changes can make to your operations to allow more waste to be recycled [2].

While the increasing rate of urbanization is a critical concern for environmental and social reasons, this also causes a rapid increase in construction activities around the world [3] .This trend presents challenges in terms of more extraction of natural raw materials and the generation of a substantial quantity of construction and demolition (C&D) waste [4]. Construction activities consume more raw materials by weight than any other industrial sector, nearly 32% of the world's resources, including 12% of water and up to 40% of energy. Approximately 40% of all raw materials extracted from the Earth and 25% of virgin wood are used for construction [5]. Furthermore, due to the continuous rate of waste generation and the nature of the industry, it is a challenging task to achieve a zero-waste [6]. As resources are increasingly scarce, opportunities to create circular resource flows- otherwise known as the circular economy- cannot be overlooked [7]. This means more efforts should be directed towards keeping the resources in the loop for a longer period through reusing repairing and recycling [8].

CONSTRUCTION WASTE

Construction waste can be clustered into two groups namely the physical and non-physical waste, as shown in Fig. (1) basically physical wastes related to the materials generated during the process of execution the projects such as (steel reinforcement, Bricks, Concrete, Aggregate, Sand, Polystyrene foam, Rockwool, Plastic, Wood, Metal, water….),whereas non-physical wastes related to: defects (errors), delays, over- processing, over-production, excess inventory, unnecessary transport and conveyance of materials and equipment, and unnecessary motions and movement of people [9] during the processes of execution of the projects.

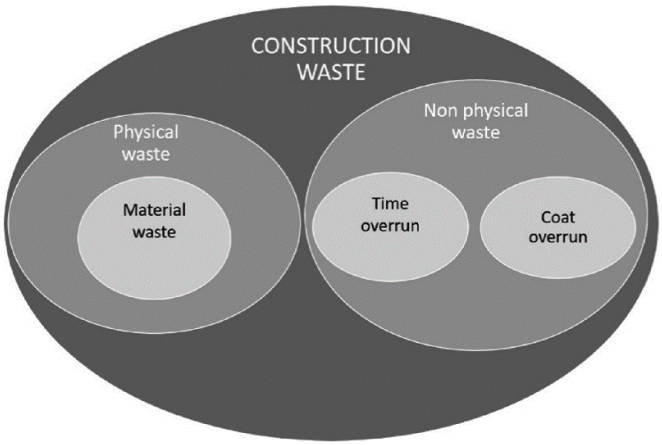


Fig. 1: Classification of Construction waste [10].

Physical Waste

Physical construction waste is defined as waste which arises from construction, renovation and demolition activities including land excavation or formation, civil and building construction, site clearance, demolition activities, roadwork, and building renovation [11]. However, some defined directly to solid waste: the inert waste which comprises mainly sand, bricks, blocks, steel, concrete debris, tiles, bamboo, plastics, glass, wood, paper, vegetation, and other organic materials [12], [13]. Another way to understand the physical waste or construction debris can be seen in construction site. This type of waste consists of a complete loss of materials, due to the fact that they are irreparably damaged or simply lost. The wastage usually removed from the site to landfills, as shown in Figures (2,3,4).

Fig. 2: shows cement waste.

Fig. 3: shows Bricks, Concrete waste.

Fig. 4: shows wood waste.

Non-Physical Waste

On the other hands, waste can be defined as non-value adding works. The term non-value-adding activity is used to differentiate between physical construction waste found on-site and other waste which occurs during the construction process. This type of waste also mentioned by other researcher as intangible waste, in-direct waste or non-physical waste. Womack and Jones [14] describe waste as any human activity that absorbs resources but creates no value, such as mistakes that require rectification, production of items no one wants, process steps that are not needed, unnecessary movement of employees, and people waiting for the conclusion of upstream activities. Furthermore, Koskela [15] also describe waste as any inefficiency that results in the use of equipment, materials, labor, or capital in larger quantities. In other words, waste in construction is not only focused on the quantity of waste of materials on-site, but also related to several activities such as overproduction, waiting time, material handling, processing, inventories and movement of workers [16] Similarly, researcher from Indonesia defined waste as not only associated with waste of materials in the construction process, but also other activities that do not add value such as repair, waiting time and delays [17]. In the context of both construction and production, waste is primarily defined in seven categories: defects (errors), delays, over-processing, over-production, excess inventory, unnecessary transport and conveyance of materials and equipment, and unnecessary motions and movement of people [9] , as shown in Fig. (5).

Womack and Jones describe waste (Muda) as any human activity which absorbs resources but creates no value. Thus, by eliminating waste, activities can become ‘lean’; which provides more with less resources [14].

Muda. It’s a Japanese word, it means “waste,” specifically any human activity which absorbs resources but creates no value: mistakes which require rectification, production of items no one wants so that inventories and remaindered goods pile up, processing steps which aren’t actually needed, movement of employees and transport of goods from one place to another without any purpose, groups of people in a downstream activity standing around waiting because an upstream activity has not delivered on time, and goods and services which don’t meet the needs of the customer [14].

Fig. 5: shows Non-Physical Wastes.

CONSTRUCTION WASTE IN (ODAC).

Libya has seen an increase in construction during the past two decades. However, many projects have experienced generation of huge amounts of waste. Also, the construction sector in Libya is an important sector that affects the country's economy. This paper will discuss and study mainly physical wastes (Materials) in one of the important organizations in Libya which is the Organization for Development of Administrative Centers (ODAC) that provides management services technical supervision and execution of all engineering construction projects for all sectors (education, health, housing, and public utilities sector …...) in different Libyan cities through the contracted companies (local & foreign) with budgets estimated in billions.

STUDY METHODOLOGY

The study methodology consists of the following steps:

1. Development of a closed - ended questionnaire to elicit information to investigate the current waste materials occurrence, their impact on Project's Constraint and the current practices of the uses of waste and recycled them in the ODAC construction Projects.
2. Conducting questionnaire survey through postal mail and personal interviews.
3. Assessment of feedback from questionnaire survey to identify the major waste materials occurrence in the ODAC construction Projects.

The literature review was done through books, conference proceedings, internet, and leading construction management and engineering journals. Through literature review, all the waste materials were identified. In total, 22 wastes.

The questionnaire was used to conduct personal interviews with representatives from 44 engineers in ODAC Construction Company in Tripoli to get their feedback on physical waste materials and their impact on Project's Constraint. The respondents were asked to rank and score the listed wastes for their level of criticality towards Project’s Constraint impact. The survey response is analyzed in the following section.

DATA GATHERING

Data Collection Methods

Several variables used in this research for data collected about physical waste materials. Three major collection methods were used: The first method is an observation. Data were collected through direct observation on the site and monthly reports. The second method is through interviews, in carrying out this research, some of the project staff and project managers have interviewed to obtain information about the main physical waste materials occurrence in ODAC. The third method involves collecting data from respondents through questionnaires.

Data Analysis Tool

Statistical Package for Social Sciences (SPSS) is used for statistical analysis of data.

Reliability Test

A 10 simple size as a Pilot study to measure and ensure reliability of quantitative data. The Cronbach’s Alpha Reliability Coefficient for Likert-Type Scales test was performed. The overall Cronbach’s Alpha reliability coefficient for 22 items is 0.866 which is highly acceptable. (Note that a reliability coefficient of 0.70 or higher is considered "acceptable" in most management research).

RESULTS AND DISCUSSIONS

This section deals with the analysis of the information gathered from the questionnaire survey and includes the identification of the current waste materials occurrence, their impact on project constraints and the possibility of recycling them in the ODAC construction Projects.

The analysis and discussion about the questionnaire survey is organized in items as following:

Sample Size Descriptive Statistics

The response sample included 50 responses, where 44 responses were received. The response rate is 88%. From analysis of general information of response, it could conclude some important characteristics of the sample:

The majority of the study sample are from "Tripoli office" represented 70% from the Sample, while the minority 30% of the sample related to "Technical Department" their numbers, most of them have a long experience (more than 15 years), and the highest percentage (the majority response) of the study subjects had their educational level (Bachelor's Degree), where repented (55%).

Identification of the Waste Materials Occurrence

The survey identified 22 wastes that currently exist in ODAC Construction projects. Respondents were asked (Always, Frequent, None) to check if these wastes exist in their construction projects. Each waste is ranked or organized rated on a scale where 1 having the lowest score and 3 the highest score.

A histogram diagram of 22 wastes is presented as shown in Fig. (6), the assessment of current construction wastes according to the respondents' options. Its note that the " water" is ranked in the first waste in ODAC Construction projects, with the arithmetic mean is (2.68), then the waste "Hollow & Solid Concrete Blocks / Bricks" (2.45), and waste " Tiles: Terrazzo - Ceramic - Porcelain"(2.32).

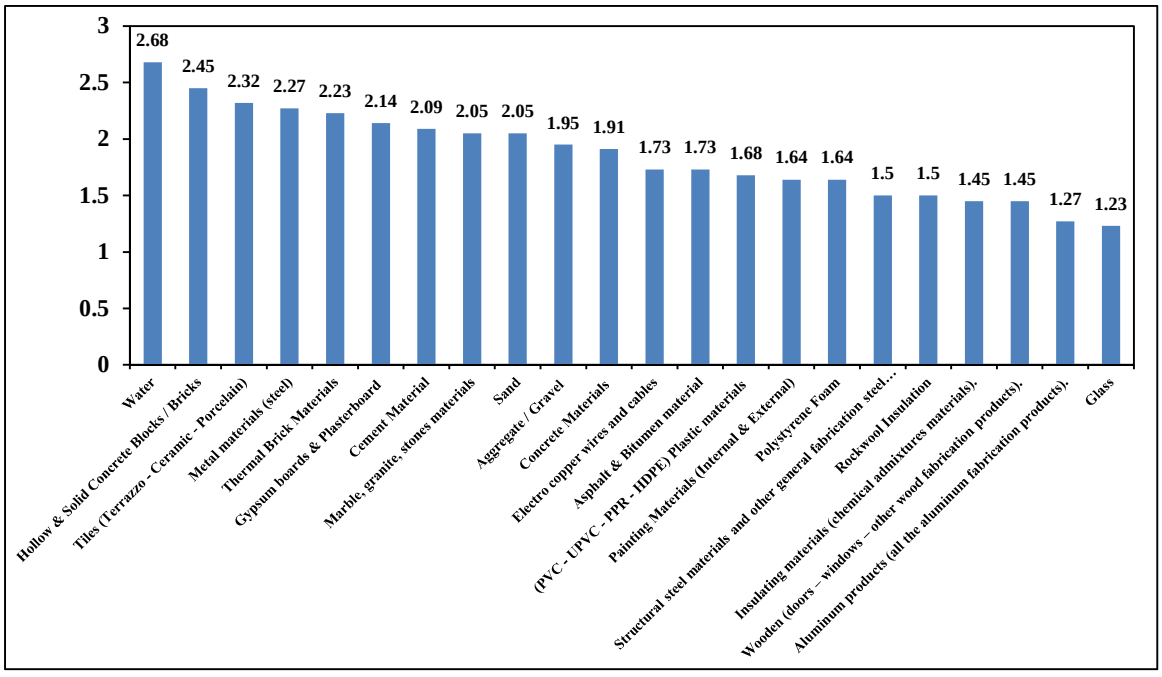


Fig. 6: A histogram diagram of 22 wastes

Based on Fig. (6) the overall extent of the 22 construction wastes in terms of the % (relative frequency) of each occurrence in all answers. As shown in Fig. (7), 68% of construction managers believe that these wastes exist in their project either, frequently, or always.

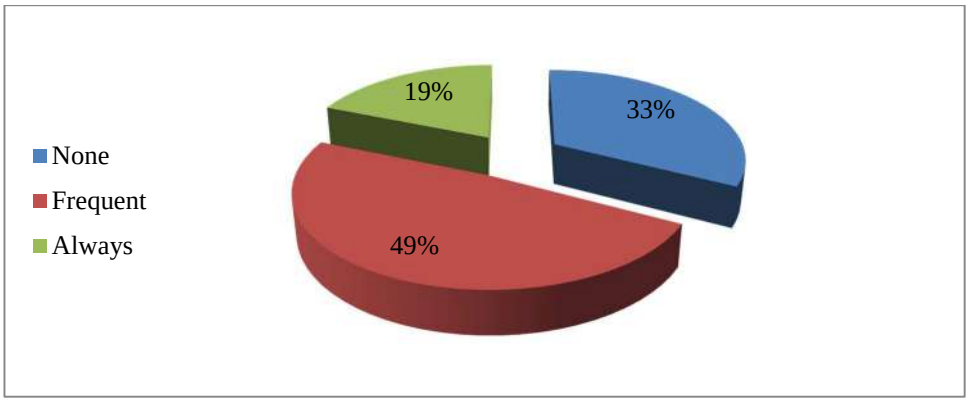


Fig. 7: Relative frequency

Impact of Wastes on Costs, Quality, and Time in ODAC construction

This section explores statistical analysis about the impact of physical wastes on Cost, Quality, and Time in ODAC construction projects. The survey analyzed the impact of the identified 22 wastes. The respondents were asked to assess the impact of these wastes on the cost (C), quality (Q), and speed (time, T) of the ODAC construction project. Impact is classified as High, Medium, or Low.

Table (1) and Fig. (8) show the % (relative frequency) of the assessment of the overall impact 22 current construction physical wastes on the Cost, Time, and quality of ODAC projects, also Table (2) shows the assessment of the overall impact 22 current construction wastes on the Cost, Time, and quality of ODAC projects based on assembling score in each category.

Table 1: The % (relative frequency) of the assessment of the overall impact 22 current construction wastes on the Cost, Time, and quality of ODAC projects.

Constraints / Impacts	**High**	**Medium**	**Zero**
Cost	30%	55%	15%
Time	11%	53%	36%
Quality	5%	27%	68%

As shown in Fig. (8) and table (1), only 15% believe that construction physical wastes have zero impact on cost and 36% believe that they have zero impact on time. However, 68% of construction managers believe that the identified construction wastes have zero impact on quality.

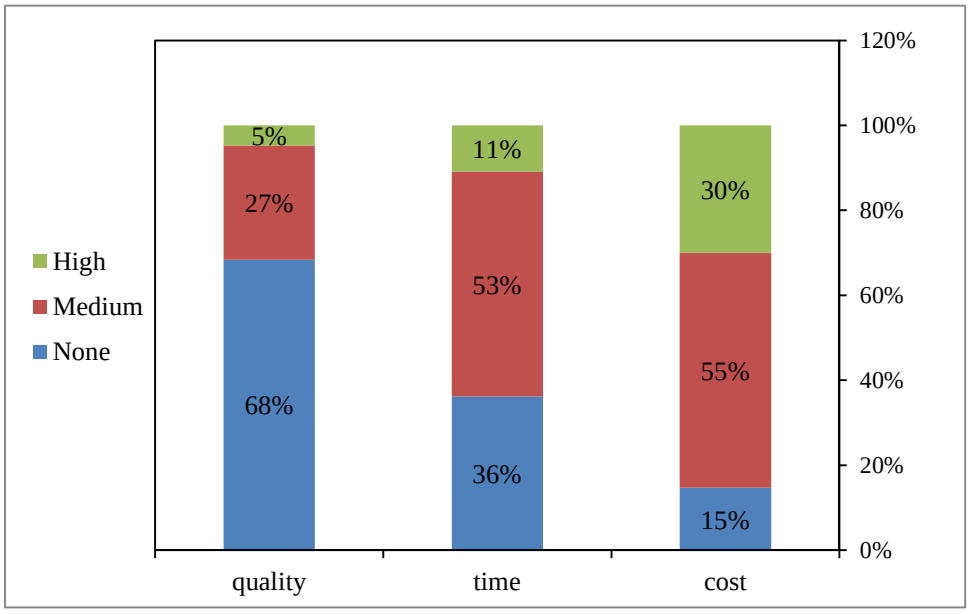


Fig. 8: The % (relative frequency) impacts of construction wastes.

Table 2: The assessment of the overall impact 22 current construction wastes on the Cost, Time, and quality of ODAC projects based on Scores.

Constraints / Impacts	High	Medium	None	Total
Cost	290	536	142	968
Time	106	512	350	968
Quality	46	260	662	968
Total	442	1308	1154	2904
	15%	**45%**	**40%**	**100%**

As shown in Table (2), the majority of construction managers **(**about 60%**)** believe that the identified wastes have some impact on project cost, quality, and time.

Evaluation of the Recycled Physical Waste Materials

This section explores statistical analysis about the possibility of recycled of physical wastes that mentioned in section (6). The respondents were asked to assess the recycling of 22 physical wastes in the ODAC construction project. Assessment is classified as always, Frequent, or none.

A histogram diagram of these 22 wastes is presented as shown in Fig. (9), the assessment of recycling wastes according to the Respondents options. Its note that the waste "Metal materials (steel) “could be recycled / Reusing, and it’s ranked in the first waste in ODAC Construction projects, with the arithmetic mean is (2.73), then the waste "structural steel materials and other general fabrication steel works like partitions, stairs doors, windows …" (2.50), and waste " Electro copper wires and cables"(2.45).

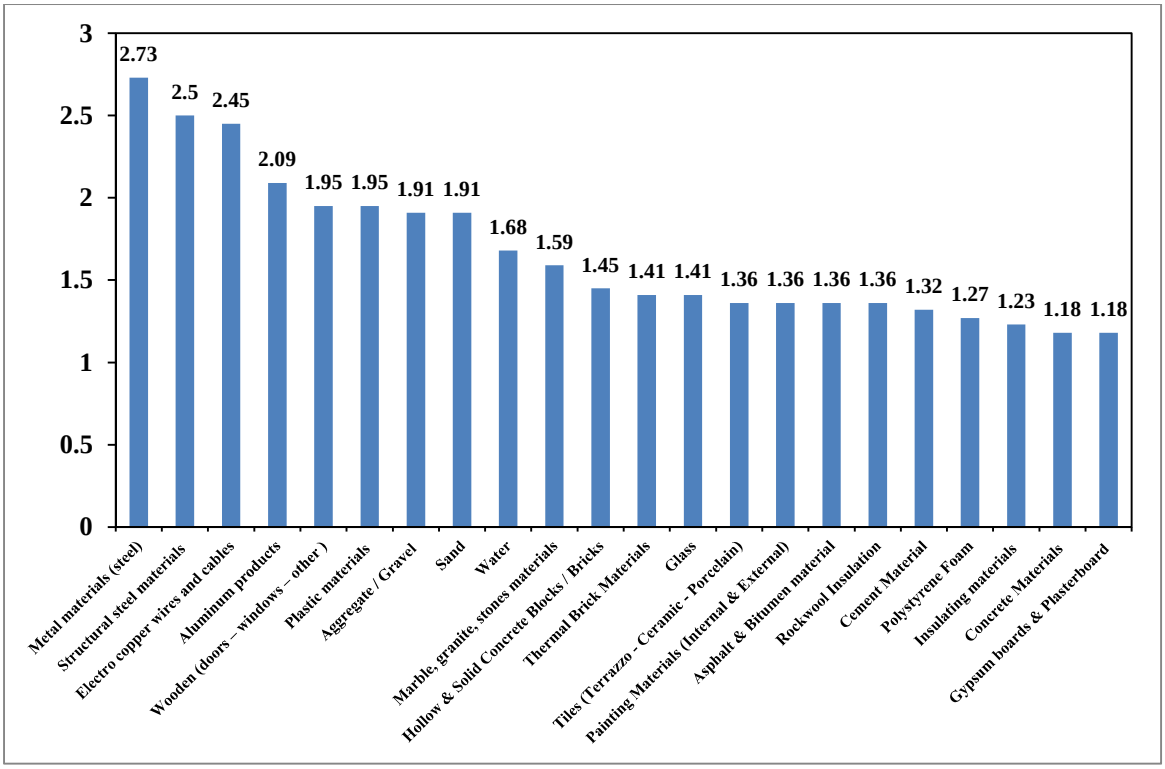


Fig. 9: Evaluation of the recycled physical waste materials

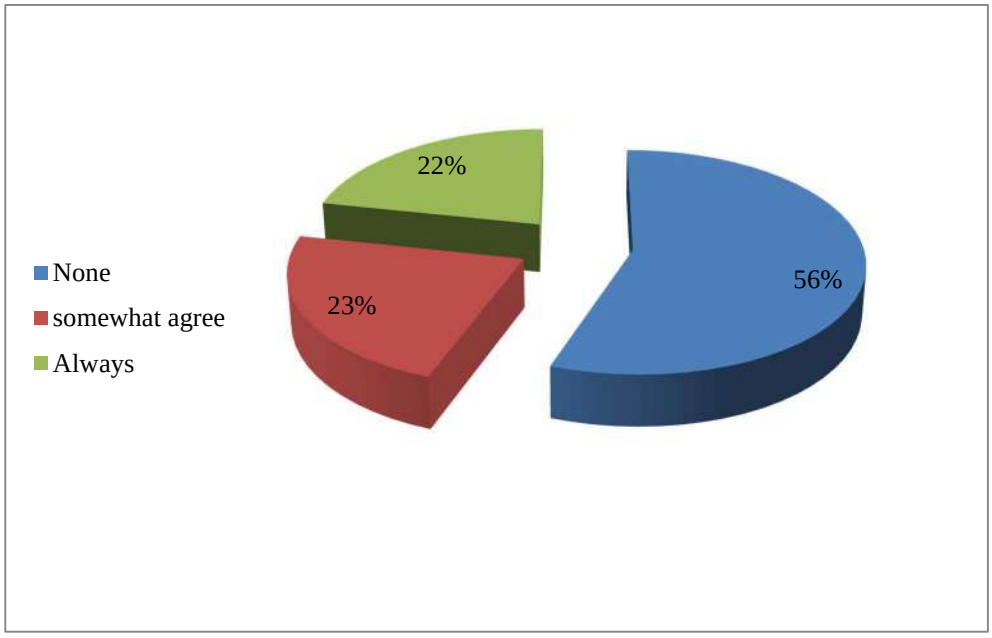


Fig. 10: relative frequency

Figure 10 shows the overall extent of the 22 recycled construction wastes in terms of the % (relative frequency) of each occurrence in all answers. Forty five percent of construction managers believe that these wastes could be recycled in their project either, somewhat agree, or always.

Obstacles / Challenges of Recycling the Physical Waste Materials.

This section explores statistical analysis about the obstacle for recycling of physical wastes in ODAC Projects. The respondents were asked to assess the 9 obstacles for recycling of physical wastes in the ODAC construction project. Assessment is classified as agree, somewhat agree, or disagree.

A histogram diagram of these 9 obstacles is presented as shown in Fig. (11), the assessment of obstacles according to the respondents' options. It is noted that the "Lack of education "ranked in the first obstacle in ODAC Construction projects, with the arithmetic mean is (2.68), then the obstacle "equipment" (2.66), and "cost"(2.64).

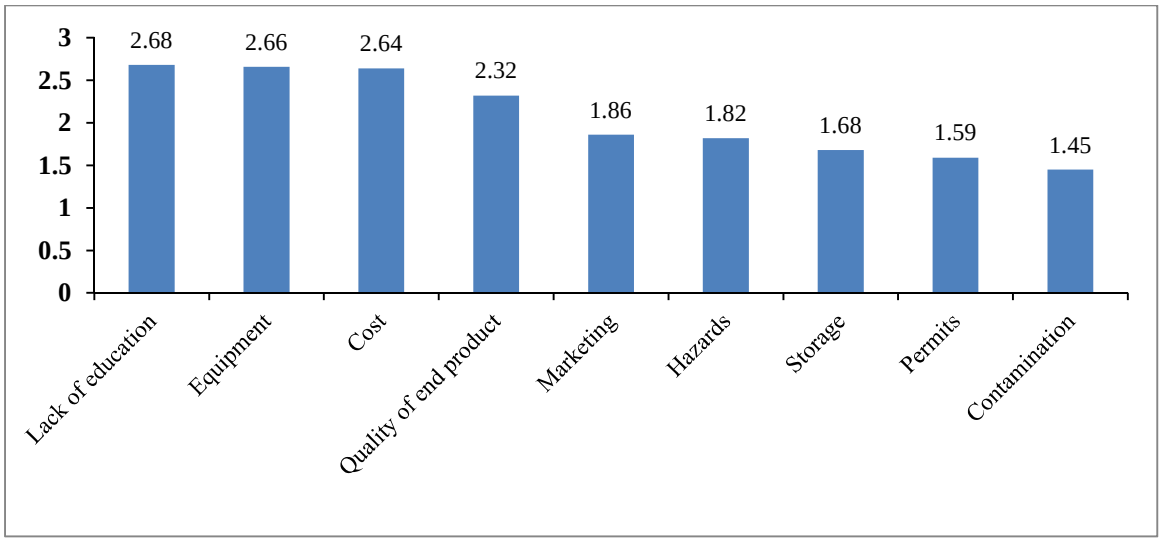


Fig. 11: A histogram diagram of nine Challenges of recycling the physical waste materials

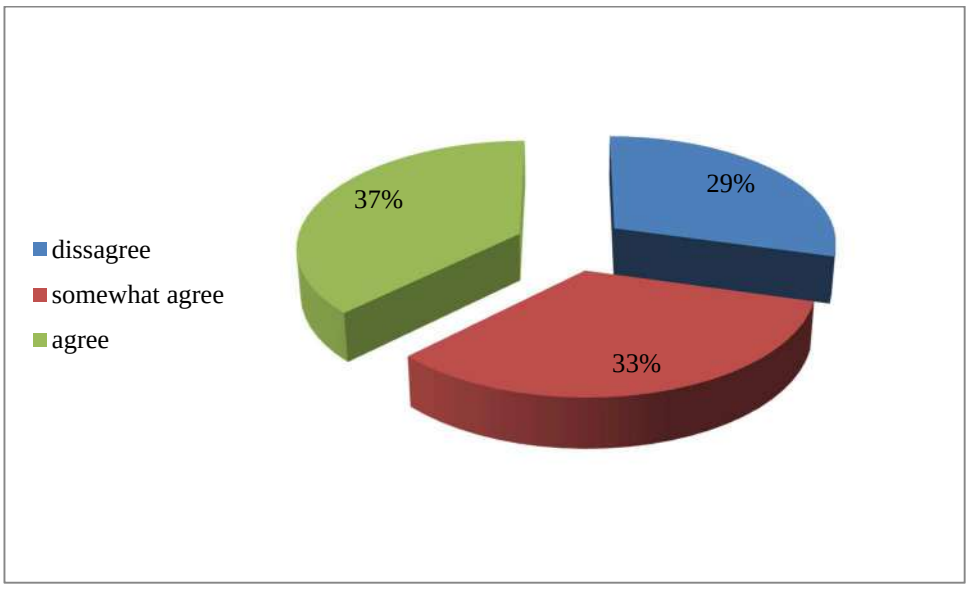


Fig. 12: Relative frequency

Figure 12 shows the overall obstacles that could be faced construction physical wastes for recycling in terms of the % (relative frequency) of each occurrence in all answers. Also 70% of

construction managers agree these obstacles could be the main causes for the don't use the recycling of physical wastes in their project.

CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

Review of several studies suggested that the use of recycled materials has a positive impact through different aspects. This includes the benefits in enhancing sustainability of the construction industry while reducing cost, providing solutions to environmental pollution, and reducing the need for natural resources.

In this study, a questionnaire survey was conducted to find out the current practices in using waste and recycled materials in the construction industry.

From this sample, the most common physical material that could be recycled was Metal materials (steel); followed by Structural steel materials and other general fabrication steel works. The most obstacles for the construction Companies for recycling material was Lack of education; followed by Equipment and Cost. Results indicated that some sample sizes were not aware of the availability, quality of the materials' performance, cost savings, or any other benefits including environmental benefits.

It is, thus recommended; more data and better documentation are needed to encourage the use of waste and recycled materials in the construction industry. The government should invest in the development of Sustainable construction and demolition waste management infrastructure as well as a master plan for developing infrastructure to adapt the new strategies required to guide future developments in waste management.

Construction companies should be persuaded of the significance of establishing internal departments for managing Construction waste.

REFERENCES

1. R. D. B. S. M. C. G. P. a. D. B. Marinela Barbuta, "Wastes in Building Materials Industry," 10th June 2015. [Online]. Available: https://www.intechopen.com/chapters/48142.
2. N. Ireland, "nibusinessinfo.co.uk,," 2022. [Online]. Available: https://www.nibusinessinfo.co.uk/content/recycling-construction-materials.
3. R. Islam, T. Nazifa, A. Yuniarto, A. Uddin, S. Salmiati and S. Shahid, "An empirical study of construction," science Direct, pp. Pages 10-21, 2019.
4. Z. Tang, W. Li, V. Tam and C. Xue, "Advanced progress in recycling municipal and construction solid wastes," science Direct, may 2020.
5. M. Yeheyis, K. Hewage, M. Alam, C. Eskicioglu and R. Sadiq, "An overview of construction and demolition," springer link, pp. 81-91, 2013.
6. S. Ulubeyli, "Construction and Demolition Waste Recycling Plants Revisited: Management Issues," science direct, pp. 1190-1197, 2017.
7. Z. Balador, M. Gjerde and N. Isaacs, "Influential Factors on Using Reclaimed and Recycled Building Materials.," springer link, p. 37–47., 2020.
8. N. Bocken, I. De Pauw, C. Bakker and B. Van Der Grinten, "Product design and business model strategies," industral and production engineering, pp. 33, 308–320., 2016.
9. T. Ohno, Toyota Production System: Beyond Large-Scale Production, Productivity Press; 1 edition (March 1, 1988), 1988.
10. e. a. S. Nagapan, Construction Waste and Related Issues in Malaysia,, Faculty of Civil and Environmental, 2012.
11. O. F. K. a. S. H. Gheewal, ""Estimation of Construction Waste Generation and Management in," Journal of Waste Management, pp. 731-738, 2009.
12. Katz and H. Baum, "A Novel Methodology to Estimate the Evolution of Construction Waste in Construction Sites," Journal of Waste Management, pp. 353-358, 2011.
13. G. B. a. H. J. H. Brouwers, "Construction Waste: Quantification and Source Evaluation," Journal of Construction Engineering and Management, p. 55–60, 1996.

14. Womack and Jones, Lean Thinking : Banish Waste and Create Wealth, New York: simon and schuster, 2003.
15. L. Koskela, "Application of the New Production Philosophy to Construction," Stanford University, 1992.
16. E. L. I. a. E. H. H. C. T. Formoso, "Method for Waste Control in the Building Industry," in Seventh Annual Conference of the International Group for Lean Construction,, Berkeley, USA, 1999.
17. K. H. a. S. M. S. Alwi, "Waste in the Indonesian construction projects," in 1st International Conference of CIB W107 - Creating a sustainable Construction Industry in Developing Countries,, South Africa, 2002.

Specification of Premises in Pharmaceuticals Factories

Dr. Ghada Y. Alelemee[1], Dr. Abdufttah M. Wadi[2], Dr. Lila A. Abohnik[3]

1 Quality Manager of General Manufacturing of Pharmaceuticals and Medical Supplies Company, and Lecturer at Alghad University

2 Chairman of General Manufacturing of Pharmaceuticals and Medical Supplies Company.

3 General Manager of Alghad Medical Services Company and lecturer at Alghad University

ABSTRACT

The pharmaceutical industry is considered one of the sensitive industries as it needs very high requirements in construction, building specifications, walls, ceilings, floors, air conditioning and ventilation system, and utilities. This paper aimed to present the specifications of building materials in the premises of pharmaceutical factories and medical laboratories, which directly affect the quality of products and services, the inductive approach was used for its suitability for the purposes of the paper, as information was collected from scientific references, competent authorities, and pharmaceutical factories locally based on good manufacturing rules regulating the human pharmaceutical industry.

Based on the sensitivity of pharmaceutical products to human medicines, which requires strong conformity to the requirements of the good manufacturing rules regulating this industry and based on the foregoing, we recommend the competent local authorities to issue a guide to the specifications required for pharmaceutical factories and medical laboratories and to approve the suppliers so that new investors can localize this industry locally.

Keywords: Good Manufacturing Practice, Heating-Ventilation-Air-Conditioning system, High Efficiency Particulate Air.

GENERAL PRINCIPLE

In general, the GMP (Good Manufacturing Practice) is well known as one of the guidelines for planning or designing pharmaceutical manufacturing factories. This practice is originally purposed to provide requirements for manufacturing quality products in pharmaceuticals field.

Premises and Equipment's in pharmaceutical factories must be located, designed, constructed, adapted, and maintained to suit the operations to be carried out. Their layout and design must aim to minimize the risk of errors and permit effective cleaning and maintenance to avoid cross contamination, buildup of dust or dirt and, in general, any adverse effect on the quality of products.

All clean - facility construction, while employing standard construction techniques, should be accomplished in a manner that does not create excessive particulate contamination. A temporary lay - down area within the building adjacent to the clean area should be set aside for storage of clean construction components. All tools used for clean construction should be in an "as - new" condition and be cleaned and inspected prior to use. The pass – fail criteria for tool and material inspection is "no visible dirt." [1], [2].

PURPOSE

The purpose of this paper is to present the specifications of building materials and construction of the premises of pharmaceutical factories and medical laboratories according to Good Manufacturing Practice (GMP) issued by world Health Organization.

METHODOLOGY

The present study methodology is represented by collection of information from scientific references, competent authorities, and pharmaceutical factories locally.

SPECIFICATIONS OF PHARMACEUTICALS FACTORIES

Premises

Any building or buildings used in the manufacture processing packing or holding of a drug product should be of suitable size construction and location to facilitate cleaning, maintenance, and proper operations. Floors, walls, and ceilings of smooth, hard surfaces that are easily cleanable.

Any such building should have adequate space for the orderly placement of equipment and materials to prevent mix-ups between different components, drug product containers, closures, labeling, in-process materials and to prevent contamination.

There shall be separate or defined areas for the firm's operations to prevent contamination or mix-ups, which includes as appropriate Floors, walls, and ceilings of smooth, hard Floors, that are easily cleanable; surfaces that are easily cleanable.

Premises should be carefully maintained, ensuring that repair and maintenance operations do not present any hazard to the quality of products. They should be cleaned and, where applicable, disinfected according to detailed written procedures.

Premises should be designed and equipped to afford maximum protection against the entry of insects or other animals.

Lighting and Environment

Lighting, temperature, humidity, and ventilation should be appropriate and such that they do not adversely affect, directly or indirectly, either the medicinal products during their manufacture and storage, or the accurate functioning of equipment.

Flooring

Floors must be (hard, durable long-lasting surface with excellent chemical resistance (e.g., Epoxy Resin Systems) which is very popular in the pharmaceutical industry. Typical seamless epoxy resin flooring system consisting of the following as shown in Fig. 1

1. Polyurethane Coating (Gloss or Matte)
2. Epoxy Clear Coat
3. Broadcast
4. Epoxy Coat
5. Heavy Duty Mortar
6. Corner Crete Slurry Primer
7. Substrate

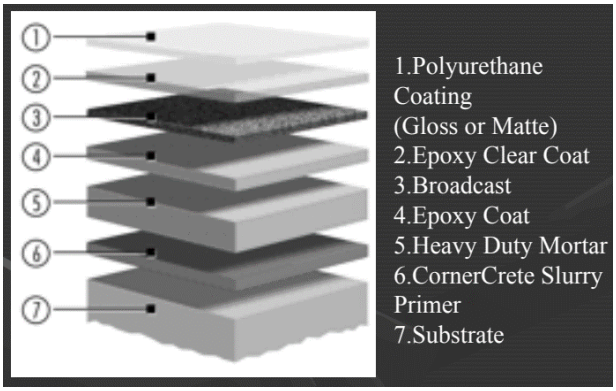


Fig. 1: Typical seamless epoxy resin flooring system [7]

Surface Finishes

A cleanroom cleanroom should be built airtight, where possible. Internal surfaces smooth and suitable for cleaning, surfaces must be resistant to impact, radius cove base as shown in Fig. 2

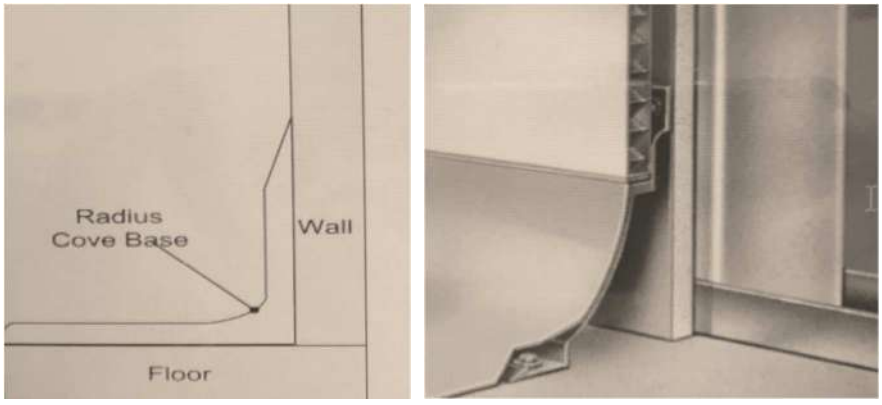


Fig. 2: Surface finishes

Wall and Ceiling Systems

Wall and ceiling systems typically of metal panels with special coatings that resist cleaning agents free of gaps and give aesthetically pleasing look. The type of material used in wall system is Gypsum wall-board (GWB) with epoxy paint finish and welded sheet PVC, free of gaps along the perimeter as shown in Fig. 3.

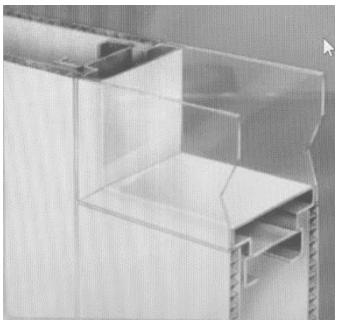


Fig. 3: Wall systems

Clean Doors

Full glass or half glass architectural aluminum doors must be used with a variety of hardware options, including pivot hinges, surface mounted closers, concealed closers, panic hardware, and locksets.

Air Showers

Chambers located between the clean room and an outside environment that remove particulate contamination from clean room garments as personnel pass through.

The chambers may include HEPA filters, interlocking doors, are circulating air system, and air nozzles in various patterns through which filtered air is blown onto the personnel in the shower. The high-velocity air is moved over the worker, removing particulate contamination from the worker's garments.

Heating-Ventilation-Air-Conditioning (HVAC) System

Air Side The clean room HVAC system must be designed to maintain the required particulate cleanliness, temperature, humidity, and positive pressure at the expected outside environmental extremes and during the expected worst - case use operations.

Rapid recovery from upset conditions such as door openings and contaminant - generating events is also a consideration. The high cost of conditioning outside air suggests that as much air as possible be recirculated.

Recirculated air should be high - efficiency particulate air (HEPA) filtered in those spaces requiring a cleanliness classification in accordance with ISO 14644.

Air that may be hazardous to health, even after HEPA filtration, should be exhausted after appropriate treatment.

The required quantity of make - up air is calculated based on process exhaust plus air leakage from the clean room. A rate of two air changes per hour for clean room pressurization may be used in the absence of a more detailed calculation of air leakage.

Make - up air should be drawn from the outdoors, conditioned, and filtered as necessary before being introduced into the clean - room recirculation air stream.

Care should be taken to ensure that make - up air intakes are not drawing in contaminated air. The potential for cross - contamination is an issue that should be addressed. A flexible manufacturing facility is one in which a variety of products can be manufactured simultaneously. If the facility has a single air - handling system, the likelihood of materials from one space intruding into an adjacent space is high. For this reason, each filling or compounding operation, or operation where noncompatible product can be expected to be picked up by the air stream, should be served by its own air - handling system (Fig. 4).

Isolated systems will minimize the possibility of cross - contamination. This can be a costly option and should not be undertaken lightly. The current use of the factories and the anticipated future use should be assessed before a blanket decision that may lead to costly duplicated systems is made.

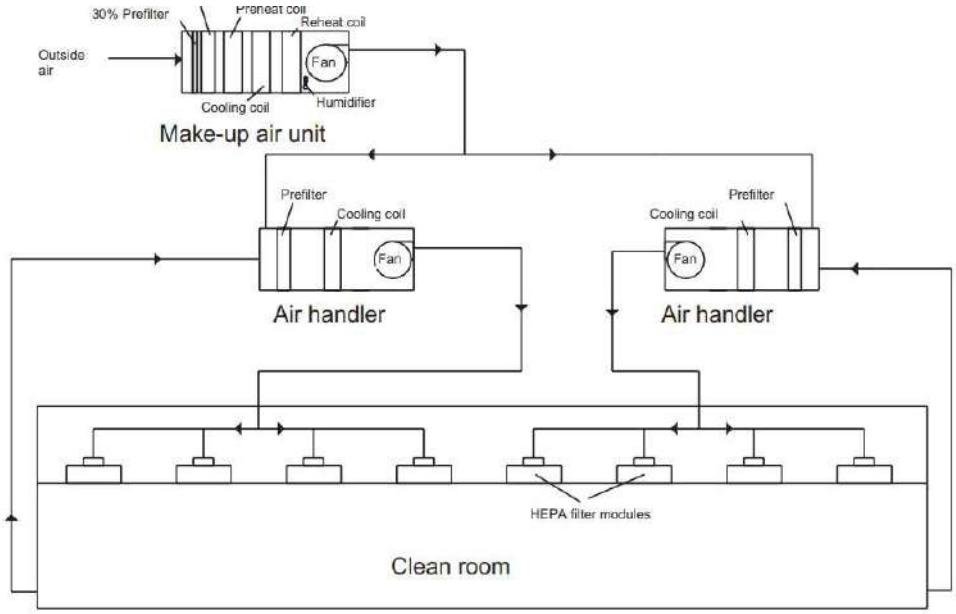


Fig. 4: Non - unidirectional clean - room with lay - in HEPA filter modules. [7]

Filtration System

The filtration system for a biopharmaceutical clean room typically consists of several stages of filters. Prefilters are selected, sized, and installed to maximize the life of the final HEPA filters.

With proper selection of prefilters, the final HEPA filters should not require replacement within the life of the filter media and seal materials, a period of several years (perhaps as long as 10 – 15 years). Make - up air is commonly filtered by a low - efficiency [30% as set by the American Society of Heating, Refrigerating, and Air Conditioning Engineers (ASHRAE)] prefilter followed by an intermediate - (60% ASHRAE) or high - efficiency (95% ASHRAE) final filter (Fig. 4).

A screen should be included at the make - up air inlet to keep out pests and large debris. The make - up air is then directed to the recirculating air handler which also may have a low - efficiency prefilter, although prefiltration of recirculated clean - room air is often omitted because of its high cleanliness level even after having passed through the clean room.

The air is then directed through HEPA filters into the clean room. HEPA filters must be a minimum of 99.97% efficient on 0.3 - μ m particles in accordance with military standard Mil - F - 51068 or the Institute of Environmental Science and Technology IEST - RP - CC001. Note that the filtration system for an unrated “controlled area” is the same, except that the HEPA filter

stage may be omitted. Refer to Fig. 5. Filter Location of HEPA filters may be installed in a facility either within an air handler or at the inlet to a plenum above the clean room or in the clean room ceiling.

High - velocity HEPA filters, that is, filters with a face velocity up to 500 ft/min, are frequently installed in air handlers serving Class 100,000 clean rooms and are also used in make - up air handlers [8].

Fig. 5: Several panel - type filters commonly used as prefilters in air handlers. Second from left is a high - dust - loading filter available in ASHRAE efficiency as high as 95% frequently used in make - up air handlers.

CLEAN AREA CONSTRUCTION

General Principles

Classification of the clean areas in pharmaceuticals factories are determined by using organization consistent with the level of nonviable and viable particulate contamination acceptable to the process conducted within the facility.

This may be governed by regulatory agencies, client organizations, or company protocols. Target goals are set for nonviable particle count in accordance with the ISO.

Viable particle target goals should be stated in colony - forming units (CFU) per square centimeter. In accordance with ISO 14644, particle goals will typically be identified for “at rest” and “operational” modes. In the absence of other guidance governing the cleanliness classification and acceptable levels of microbial contamination of the clean room, the values presented in Table (1).

The room grades presented are from most critical (A) to least critical (E). The definition of criticality is left to the clean - room user organization.

Table (1): Classification of Clean Rooms [2]

Room Grade	Cleanliness Class	Particle Counts		Microbial Contamination			
		At Rest	Operational	Air Sample (cuf/m^3)	Settle Plates (cfu/4h)	Contact Plates (cfu/plate)	Glove Print (cfu/glove)
A	M3.5 (100)	3,500	3,500	<1	<1	<1	<1
B	M3.5 (100)	3,500	35,000	10	5	5	5
C	M5.5 (10000)	350,000	3,500,000	100	50	25	---
D	M6.5 (100000)	3,500,000	N/A	200	100	50	---
E	Uncontrolled	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

PHARMACEUTICAL FACTORY AREAS

Facilities of pharmaceutical factories must have adequate space for future expansion, availability of water, power, fuel, sewage and waste removal, accessibility for employees, materials and visitors, availability of suitable labor force (people, skill, wage expectations, access for further education sources), ability to provide suitable security management. Types of areas are as following:

Ancillary Area

Ancillary area consists of rest and refreshment room, toilet and areas, cloth storage areas, change rooms for employees and engineering workshop.

Storage Area

Storage areas should be sufficient capacity to allow orderly storage of various categories of material and product with proper separation.

It should be designed or adapted to ensure good storage condition.

Receiving and dispatch batches should be separated and protect material and product from weather.

Weighing Area

Separate weighing is for different material, this area may be a part of production area.

Production Area

Production area should be effectively ventilated with suitable designed HAVAC system. Packaging area should be designed in such a way, to avoid cross contamination and mix-up.

Quality Control (QC) Area

QC laboratories should be separated from production area.

QC lab should be designed to provide: -

- Chemical analysis
- Instrumental analysis
- Microbial and biological analysis
- Storage for samples, glassware, chemical, media, document, etc.
- Offices.

Utilities

Provision must be made for drain, water, steam, electricity, and other services. Access should be possible without distribution of activity with-in the actual rooms provided with the services.

CONCLUSIONS

Upon reviewing the guideline applied in the pharmaceutical industry (Good Manufacturing Practices GMP) especially for the specifications of construction materials for buildings, walls, ceilings, floors, air conditioning and ventilation system, utility units and medical laboratories, we

noted the need to strictly adhere to these specifications to ensure quality of product. It is recommended that the competent local authorities would issue a guide to the specifications required for pharmaceutical factories and laboratories, and supplier's accreditation so that new investors can settle this industry locally, especially since the materials required according to specifications are available in the local market.

REFERENCES

1. Sarfaraz K. Niazi, 2020 by Taylor & Francis Group LLC, Handbook of Pharmacuitical Manufacturing Formulations, Vol 1, third edition, U.S.A.
2. WHO Guidelines on good manufacturing Practices (GMP), http://apps.who.int/medicinedocs/documents/s14215e/s14215e.pdf
3. WHO Information and Documentation Center: http://www.seha.ly/site/index.php/
4. PharmaTutor Magazine: A Review on Good Manufacturing Practice (GMP) for Medicinal Products by Chaudhari V., 2014, Vol. 2, Issue 9.
5. International Journal of Research and Development in Pharmacy and Life Sciences: The Role of Regulatory GMP Audit in Pharmaceutical Companies by Kumar S., Tanwar D. and Arora N., June - July, 2013, Vol. 2, No.4, pp 493-498.
6. Journal of GXP Compliance: GMP Audit by Brandt C., 2014, Vol. 18 Issue 3.
7. World Health Organization (2011), Quality Assurance of Pharmaceuticals, World Health Organization.
8. Shayne Cox Gad, 2008 by John Wiley & Sons, Inc, Pharmaceutical Manufacturing Handbook, first edition, U.S.A.

المياه وحماية البيئة

دراسة جودة بعض مصادر المياه بمدينة غريان

م. إبراهيم فرج السنوسي[1]، م. خالد محمد عمرو[2]
1عضو هيئة تدريس - كلية الهندسة - جامعة غريان
2عضو هيئة تدريس - كلية الهندسة - جامعة غريان

ملخص

يعتبر الماء من المصادر الرئيسية للحياة، و تعتبر المناطق الجبلية ذات الجفاف الشديد في أغلب الأحيان من أكثر المناطق اعتماداً على مياه الآبار الجوفية و مياه العيون، ونظرا لاختلاف التكوينة الجيولوجية لطبقات الأرض وكذلك اتجاه معظم السكان لاتخاد الآبار السوداء لتصريف مياه الصرف الصحي، مما يدعو للشك بتسرب هذه المياه واختلاطها بالمياه الجوفية وبذلك وجب إجراء بعض الاختبارات و التجارب اللازمة عليها.

حيث تناول هذا البحث دراسة جودة المياه لمدينة غريان، لهدف التحقق من مدى صلاحية هذه المياه للشرب والاستخدامات الأخرى، حيث تم أخذ عينات من مصدرين وهما مياه أبار جوفية ومياه عيون، وأجريت لها تحاليل كيميائية وبيولوجية، وكان عدد العينات لمياه الآبار الجوفية (14) عينة، أما العيون فكان عددها (3) عينات ،حيث تم تقدير تركيز كل من (الأملاح الذائبة الكلية، والأس الهيدروجيني، والموصلية الكهربائية، والكالسيوم، والماغنيسيوم، والبوتاسيوم، والبيكربونات، والكلوريد، والكبريتات، والعسر الكلي، والقلوية الكلية، والبكتيريا القولونية، وبكتيريا إيشيريشياكولاي، وبكتيريا إنتيروكوكس فانيكاليس). وبينت الدراسة بأن نتائج الآبار كنتائج جميع العينات مطابقة للمواصفات الليبية القياسية في تركيز الأس الهيدروجيني والبوتاسيوم والبيكربونات، وغير مطابقة للمواصفات في تركيز العسر الكلي ، أما تركيز الاملاح الكلية كانت مطابقة في 42 % من الآبار، والموصلية في 64 % من الآبار ، والكلوريد في 71 % من الآبار ،.والقلوية في 64 % من الآبار، والكالسيوم مطابق في معظم الآبار ماعدا في بئر واحد ، والصوديوم أيضا مطابق في معظم الآبار ماعدا بئرين فقط ، ويرجع ارتفاع تركيز هذه العناصر في بعض الآبار ربما إلى طبيعة المنطقة وتركيبها الجيولوجي أو قربها من مياه الصرف الصحي ، أما بالنسبة للتحاليل البيولوجية فكان تركيز البكتيريا القولونية مطابقاً في 71 % من الآبار ،و بكتيريا إيشيريشياكولاي مطابقاً ماعدا بئراً واحداً ، وبكتيريا انتير وكوكس أيضا مطابقاً ماعدا بئراً واحداً ، وهذا من الممكن أن يكون نتج على تسرب مياه الصرف الصحي إلى هذه الآبار .

أما بالنسبة لنتائج العيون كانت جميع العينات مطابقة للمواصفات الليبية القياسية في الكلوريد و الكبريتات وقيم الأس الهيدروجيني ، أما في تركيز الأملاح الذائبة فكانت مطابقة للمواصفات الليبية القياسية في عينة واحدة فقط .

كلمات الدالة: جودة الماء، مياه الابار، الاملاح الذائبة، الأس الهيدروجيني، التحاليل البيولوجية.

المقدمـة

المياه هي سر وجود الكائنات فهي الأهم من بين الموارد الاقتصادية، وتقدر كمية المياه المتواجدة في كوكب الأرض بأنها أكثر من بليون كيلومتر مكعب، وتغطي هذه المياه ثلاثة أرباع سطح الكرة الأرضية حيث تتواجد على هيئة محيطات وأنهار وبحيرات ومياه مجمدة وثلوج، كما تتواجد على هيئة رذاذ ينتشر في الهواء الجوي وفي الأعماق المختلفة لطبقات الأرض [1].

تقوم المياه بدور رئيسي وحيوي في شتى صور الحياة، فهي لها دور مهم في مجالات الزراعة والصناعة مما يؤثر بشكل كبير على الناحية الاقتصادية وتقدم الأمم .

وبالرغم من وفرة المياه على كوكب الأرض فإن المياه العذبة تشكل حوالي 2.5% من إجمالي المياه المتوفرة والصالحة للاستعمال حيث يتواجد أغلبها على هيئة كتل ثلجية حيث شكل المياه العذبة المتاحة للاستعمال حوالي 0.77% (ما يعادل 10652 بليون متر مكعب) تتواجد أغلبها على هيئة مياه جوفية. وتتواجد المياه العذبة المتوفرة للاستعمال بنسبة حوالي 0.76% على هيئة برك أنهار، وبنسبة حوالي 0.009% في التربة الرطبة والهواء الجوي، كما تشكل المياه المالحة حوالي 97.5% من إجمالي المياه وهي تتواجد في المحيطات والبحار والبرك المالحة أو كمياه جوفية مالحة تحتوي على تركيزات عالية من العناصر الكيميائية [2] .

تتواجد المياه في حركة مستمرة ومتواصلة حيث تصب في الأنهار ثم تتبخر من جديد وتنتشر في أرجاء الغلاف الجوي على هيئة رذاذ (بخار ماء)، لتكثف وتعود فتتساقط من جديد على هيئة أمطار وثلوج. وقد تتسرب لتصل إلى طبقات الأرض العميقة وتشكل ما يعرف بالمياه الجوفية وهذه الدورة تعرف بدورة المياه في الطبيعة، وهي بدورها تجعل المياه العذبة مياهاً متجددة مما يسمح بالحياة على كوكب الأرض. وتعتمد دورة المياه في الطبيعة على الطاقة الشمسية التي تبخر المياه و يقدر معدل المياه المتبخرة من المحيطات حوالي (505000 بليون متر مكعب في السنة) يعود 90% منها إلى المحيطات وحوالي 10% (تقريبا 47000 بليون متر مكعب) تعود من جديد إلى اليابسة. ويشكل رذاذ الماء المتواجد في الهواء أو الناتج من تنفس النباتات أو المتبخرة من اليابسة حوالي 119000 بليون متر مكعب في السنة وهذا الرذاذ يتكثف من جديد ليعود إلى الأرض [2].

يعتبر توفر المياه الصالحة للشرب وتوفر شبكات تصريف مياه الصرف الصحي من الأولويات التي تسعى الدول لتوفيرها لمواطنيها وهي من أساسيات حقوق الإنسان، ومع توفر هذه الإمكانيات ستزداد القدرة الإنتاجية من خلال تحسن الحالة الصحية للمستهلكين والعكس صحيح وبالتالي فإن المياه مرتبطة ارتباطا وثيقاً بالناحية الاقتصادية لجميع الدول، ونظراً لأهمية المياه للإنسان والحيوان حيث تساعد على هضم الطعام وتخليص الجسم من السموم لذلك فإن جسم الإنسان يحتاج لمقدار معين من المياه تختلف هذه الكمية باختلاف فصول السنة والمرحلة العمرية والوظيفة الفيسيولوجية وكذلك الجهد العضلي المبذول [3].

قدرت منظمة الصحة العالمية أن أكثر من 80% من الإصابات والأمراض المنتشرة في أرجاء العالم لها علاقة بالمياه وذلك إما بطريقة مباشرة: كنتيجة لعدم الاهتمام الجيد بتصريف مياه الصرف الصحي التي قد تحتوي على الجراثيم الممرضة والتي من الممكن أن تصل إلى مياه الشرب لتكون هذه المياه الملوثة السبب الرئيسي للعديد من الأمراض إذا ما تم تناولها أو استعمالها الاستعمال الحضري، أو قد يكون لها دور بطريقة غير مباشرة كنتيجة لعدم توفر المياه مما يؤدي إلى حدوث الجفاف وانعدام النظافة الشخصية، من هنا فإنه من الضروري الاهتمام بتحسين خدمات الصرف الصحي وتزويد المستهلكين بالماء الصالح للاستعمال الحضري [4].

أخد العينات والبرنامج العملي

جمع عينات المياه للآبار الجوفية

يتم جمع عينات من المصدر الجوفي بحيث تمثل بشكل كبير نوعية المياه الجوفية التي تغذي البئر، لذلك تم الضخ من البئر قبل أخــذ العينة على أن تعادل كمية الضخ تقريبا كمية وحجم أنابيب التغليف إن وجدت، ثم تؤخذ العينة من أقرب فتحة تصل منها المياه إلى سطح الارض، وأن تستقبل العينة مباشرة في الأداة المراد تجميع العينة فيها هذا لكي نتجنب أي تلوث قد يحصل أثناء جمع العينة والجدول رقم (1) يوضح أسماء الآبار والمناطق التي تم أخد العينات منها.

جدول 1: أسماء الابار حسب المناطق

رقم البئر	اسم البئر	المنطقة
1	سانية البراشيش	الصلاحات
2	شعبة الديار	الصلاحات
3	بئر عون	الصلاحات
4	حوض السدرة	الصلاحات
5	الكسارة	الصلاحات
6	أبو حلابة	الصلاحات
7	بئر مهنى	الصلاحات
8	بن جربوع	الصلاحات
9	الحسي	أبو معاد
10	أولاد بريك	العربان
11	النويجم	كمون
12	شقلوف	السقائف
13	الشركة	كمون
14	المرغني	السقائف

جمع عينات المياه السطحية

تشمل هذه النوعية من العينات جميع مياه المصادر السطحية سواء كان لها مصادر تغدية مثل مياه الانهار أو البحيرات المتكونة منها أو العيون بعد خروجها من مصدرها، كل هذه المصادر من المياه السطحية يجب الأخذ في الاعتبار نقاطاً عدة منها شكل وحجم و عمق المصدر، وكذلك الظروف المحيطة به وخاصة المناخية و الغطاء النباتي، ومن حيث حجم المصدر يجب أخد عينات تمثل هذه المصادر بحيث إذا كان حجم المصدر كبيراً أخدت عينات من نقاط مختلفة مع إمكانية خلطها للخروج بعينة ممثلة أو تركها كعينات مفردة، أما إذا كان مصدر الماء جارياً فأهم نقطة هي النظر إلى عرض المجرى وهذه العينات يمكن خلطها للخروج بعينة ممثلة أو تركها مفردة و الجدول رقم 2 يوضح عينات العيون حسب كل منطقة [5].

جدول 2: أسماء بعض العيون حسب المناطق

رقم العينة	اسم العين	المنطقة
1	طبي	طبي
2	أبو عياد	أبو عياد
3	مغار	الدياسير

تجميع عينات المياه حسب نوعية التحاليل

في هذه الدراسة تم جمع عينات المياه لغرض فحص خواصها الكيميائية و البيولوجية .

تجميع عينات المياه الخاصة بتحليل الخواص الكيميائية

في هذه المرحلة تم تجميع المياه على أن تكون الكمية تكفي لتحاليل العينة المراد قياسها، حيث يتم جمع العينات في قنينات زجاجية أو بلاستيكية بحيث تكون نظيفة، كما يمكن عند تجميع العينات قياس بعض الخواص في نفس موقع

التجميع، أما إذا لم يكن مباشراً بعد التجميع فيمكن حفظها عند درجة حرارة الثــلاجة المـنزلية (4 درجات مئوية) ، وبعد خروجها من الثلاجة يجب أن تأخذ درجة حرارة الغرفة عند تقدير الخصائص المختلفة [6].

تجميع عينات المياه الخاصة بتحليل الخواص البيولوجية

يجب أن تكون العينات ممثلة لمصدر المياه، وأن تكون كميتها تكفي لتحليل الخواص البيولوجية المـراد قياسها، حيث يتم استعمال قنينات زجاجية قابلة للتعقيم ومحكمة الإغلاق وأن تكون سدادة القنينة مغطاة بورق ألمونيوم أو ورق مقوى لمنع تلوثها من الخارج، وكذلك لا يتم فتح القنينة بعد تعقيمها إلا عند أخذ العينات، كذلك يجب إتباع الطرق العلمية السليمة لأخذ العينات حتي يتم الحصول علي نتائج صحيحة ودقيقة، و يجب أن تحفظ العينات في حافظة باردة مظلمة تحتوي علي مكعبات ثلج [7].

تحليل عينـات المياه

أخـذت عينات مـياه عـدة مـن مصـدرين وهما مياه آبار جوفية ومـياه عـيون، وأجـريت لها التحـاليل الكيميائـية والبيولوجية في مختبرات عدة، حيث أجريت تحاليل كيميائية لمياه الآبار في مـركز البحوث الصناعية (تاجوراء) ، وأما التحاليل البيولوجية لهذه الآبار فأجريت في مختبر خاص (شركة الدقة ـ جرابة) ، أما بالنسبة لمياه العيون فأجريت لها تحاليل كيميائية في معمل شركة النهر الصناعي (بن غشير) ، وذلك لمعرفة صلاحية هذه المياه [8].

نتائج العينات التي تم أخذها من الابار:

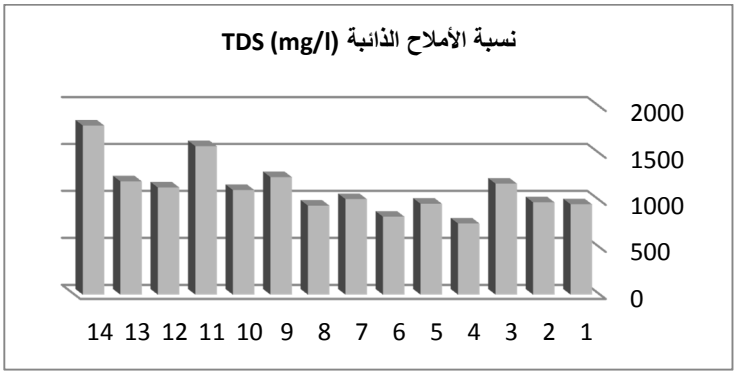
النتائج الكيميائية:- بعد إجراء الاختبــارات الكيميائية لعـدد (14) عينـــة من مياه الآبار الجوفيــة ، تم الحصول على هذه النتائج كما هو موضح في الجدول رقم 3 النتائج الكيميائية لمياه الآبار الجوفية في منطقة الدراسة .

جدول 3: يوضح النتائج الكيميائية لمياه الابار الجوفية في منطقة الدراسة

المواصفة mg / L	---	**6.5 – 8.5**	**1500**	**1000**	**200**	**200**	**550**	**250**	**200**	**150**	**200**	**10**
رقم البئر	**إسم البئر**	**PH**	**µs**	**T.D.S**	**T.H**	**T.A**	**HCO_3**	**CL**	**Ca**	**Mg**	**Na**	**K**
1	سانية البراشيش	7.24	1209	961	500	175	213.5	159.53	112	52.8	92	3.6
2	شعبة الديار	7.36	1301	982	460	200	244	230	96	52.8	124	4.1
3	عون	7.33	1407	1181	600	225	274.5	248.15	128	67.2	98	3.2
4	حوض السدرة	7.47	1007	757	440	200	244	124.08	80	57.6	78	2.2
5	الكسارة	7.37	1260	967	520	200	244	159.53	112	57.6	96	2.8
6	أبوحلاله	7.56	1146	829	500	175	213.5	159.53	88	67.2	100	3.1
7	مهنى	7.34	1345	1016	480	200	244	212.7	112	48	116	3.2
8	بن جربوع	7.32	1284	947	500	200	244	194.98	112	52.8	112	2.8
9	الحسي	7.2	1527	1251	580	225	274.5	265.88	120	67.2	220	5
10	أولاد بريك	7.27	1266	1113	460	125	152.5	265.88	80	64.4	194	5.5
11	النويجم	7.27	1889	1581	800	275	335.5	212.7	176	86.4	200	5.4
12	شقلوف	7.25	1520	1140	640	250	305	283.6	136	72	186	4
13	الشركة	7.66	1637	1206	660	275	335.5	248.15	128	81.6	188	4.3
14	المرغني	7.45	2170	1801	960	300	366	301.33	240	86.4	252	3.6

الاملاح الذائبة الكلية (TDS): - الأمـــلاح الذائبة الكليـــة تشمل المكونات الذائبة (أيونية أو كاتونية) وهي مقياس لدرجة ملوحة المياه، حيث تم إجراء هذا الاختبار لعدد أربع عشرة عينة وكان مصدرها آباراً جوفية من مناطق مختلفة من منطقة الدراسة وهم (سانية البراشيش وشعبة الديار وبئر عون وحوض السدرة والكسارة وأبو حلابة

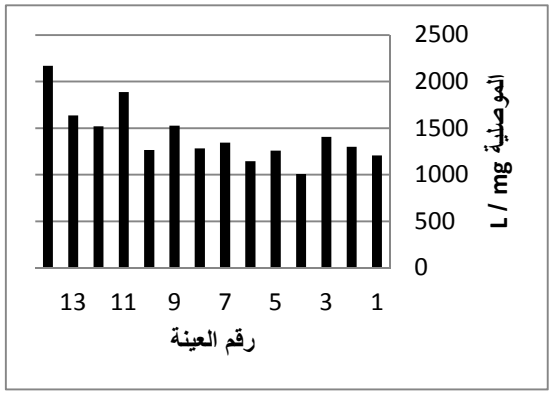
ومهني وبن جربوع والحسي وأولاد بريك والنويجم وشقلوف والشركة والمرغني) ، وتراوحت النتائج ما بين (757 ، 1801) لكـــل "ملجم / لتر" علي التوالي، والشكل رقم (1) يوضـــح تركـيز الامـــلاح الذائبـة الكلية (TDS) .



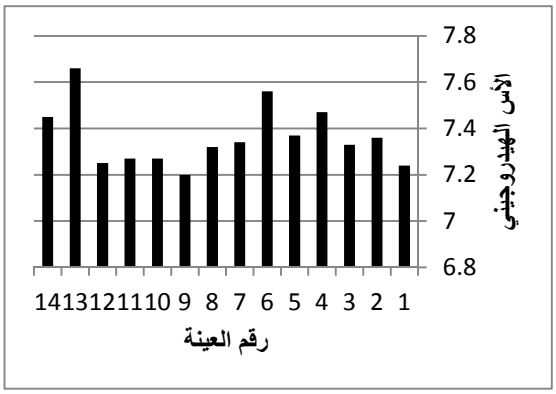
شكل 1: يوضح تركيز الاملاح الذائبة الكلية (TDS)

الموصلية - µs و الاس الهيدروجيني - PH: - الموصلية الكهربائية هي قابلية توصيل المياه بين سطحين و ترتبط هذه القابلية بدرجة كبيرة على تركيز الاملاح الذائبة، حيث تم إجراء الاختبار لعدد (14) عينة مصدرها آبار جوفية تم ذكر أسمائها في الاختبار السابق ، حيث تراوحت النتائج ما بين (1007 و 2170) لكل "ملجم/لتر " على التوالي ، والشكل رقم (2) يوضح الموصلية الكهربائية للآبار .

أما بالنسبة للاس الهيدروجيني فهو مقياس التوازن بين الحامضي والقلوي في المياه، و يتحكم في هذا التوازن الكربونات و البيكربونات و ثاني أكسيد الكربون، حيث تم إجراء اختبار لعدد (14) عينة من الآبار الجوفية الســالفة الـذكر، حيث تم إجـراء الاختبار للعـينات عــند درجة (25) درجة مئوية، و تراوحت نتـائج العيـنات ما بين (7.2 و7.66) لكل " mg/ L " على التوالي ، و الشكل رقم (3) يوضح قيم الاس الهيدروجيني .

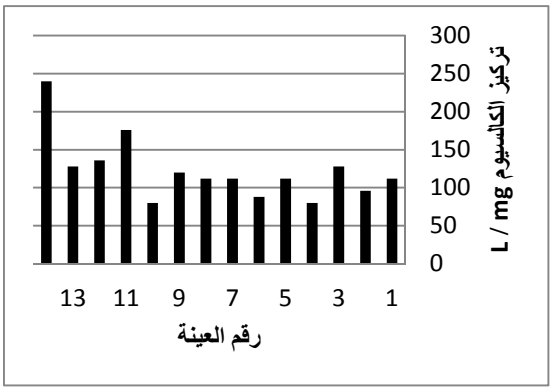


شكل 2: يوضح الموصلية الكهربائية للآبار - **µs**

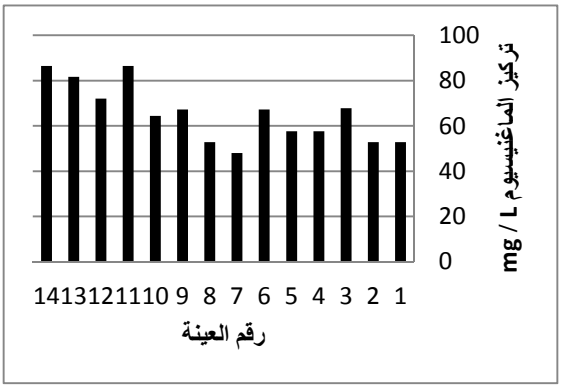


شكل 3: يوضح قيم الاس الهيدروجيني - **PH**

الكالسيوم Ca - و الماغنيسيوم - Mg :- الكالسيوم هو أيون موجب أكثر تواجداً في المياه الجوفية من العناصر الأخرى، وهو مقياس لمذاق الجيد للمياه عندما يكون في الحدود المسموح بها، حيث تم إجراء اختبار لعدد (14) عينة لمعرفة تركيز الكالسيوم في هذه العينات، حيث تراوحت النتائج ما بين (80 و 240) لكل " mg / L " على التوالي، و الشكل رقم (4) يوضح تركيز الكالسيوم في عينات الآبار المختلفة، أما بالنسبة للماغنيسيوم هو أيون موجب وهو أقل تواجداً من الكالسيوم و هو كذلك مقياس للمذاق الجيد للمياه عندما تكون في الحدود المسموح بها، حيث تم إجراء الاختبار لعدد (14) عينة لمعرفة تركـيز الماغنيسيوم في مياه هذه الابـار المذكـور أسماؤها ســابقاً وتراوحت النتائج ما بين (48 و 86.4) لكل " mg / L "، والشكل رقم (5) يوضح تركيز الماغنيسيوم في هذه الآبار.

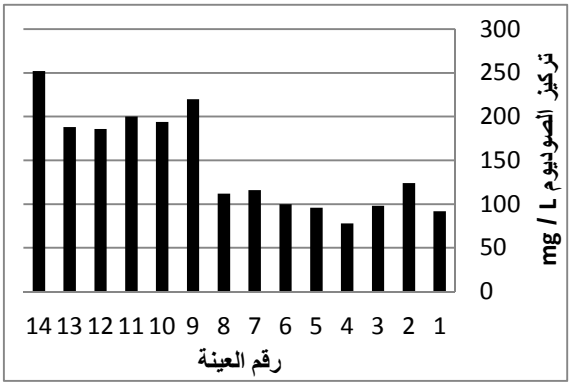


شكل 4: يوضح تركيز الكالسيوم - **Ca**

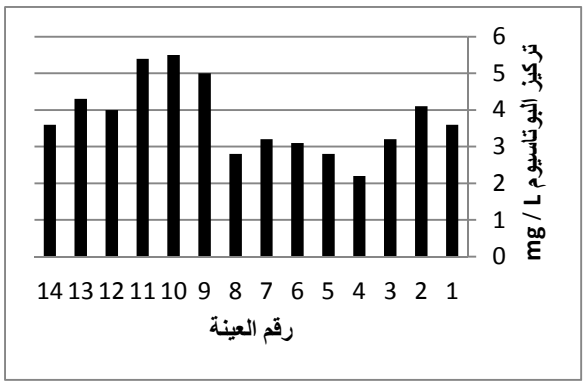


شكل 5: يوضح تركيز الماغنيسيوم - **Mg**

الصوديوم $^{-}$Na و البوتاسيوم $^{-}$K :- الصوديوم هو من الأيونات الموجبة المهمة في المياه و هو مقياس لطعم المياه، حيث تم إجراء الاختبار لعدد (14) عينة لمعرفة تركيز الصوديوم في مياه هذه الابار المذكور أسماؤها سابقاً، وتراوحت النتائج ما بين (78 و 252) علي التوالي لكل " mg / L " ، و الشكل رقم (6) يوضح تركيز الصوديوم في مياه الابار البوتاسيوم هو أيون موجب تواجده مهم في المياه، و كذلك تم إجراء الاختبار لعدد (14) عينة لمعرفة تركيز البوتاسيوم في هذه الابار المذكورة أسماؤها سابقاً، و تراوحت النتائج ما بين (2.2 ، 5.5) علي التوالي لكل " mg / L " ، و يوضح الشكل رقم (7) تركيز البوتاسيوم في الآبار.

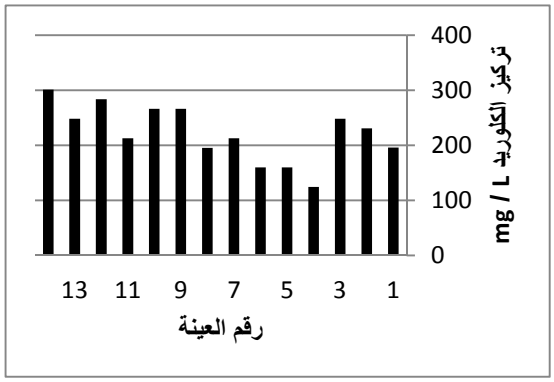


شكل 6: يوضح تركيز الصوديوم - **Na**

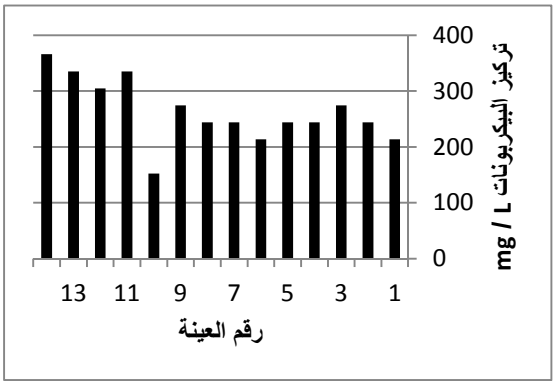


شكل 7: يوضح تركيز البوتاسيوم - **K**

الكلوريدات – CL و البيكربونات - HCO_3:- الكلوريد هو من الأيونات السالبة المهمة في المياه ، حيث تم إجراء الاختبار لعدد (14) عينة لمعرفة تركيز الكلوريد في هذه الآبار المذكورة أسماؤها سابقاً، تراوحت النتائج ما بين (124.08 و 301.33) لكل " mg / L " على التوالي، ويوضح الشكل رقم (8) ، تركيز الكلوريد في الابـار، وكذلك تعد أيونات البيكربونات من الأيونات السالبة و من المكونات الرئيسية للمياه الطبيعية وتتكون من تفاعل ثاني أكسيد الكربون الذائب في المياه مع صخور جيرية المكونة أساسا من كربونات الكالسيوم ، حيث تم إجراء الاختبار لعدد (14) عينة ، و تراوحت النتائج لهذه الابار المذكورة أسماؤها سابقاً ما بين (152.5 و 366) لكل " mg / L " على التوالي ، ويوضح الشكل رقم (9) تركيز البيكربونات في الآبار.

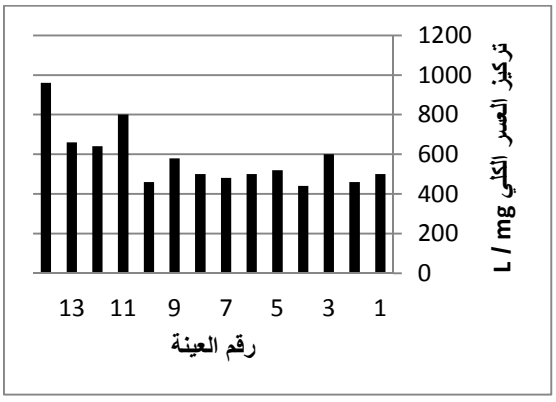


شكل 8: يوضح تركيز الكلوريدات - **CL**

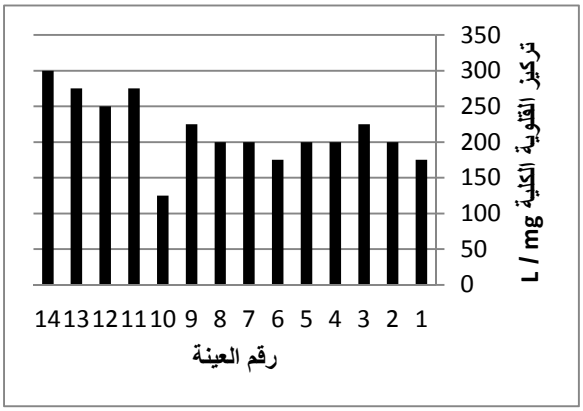


شكل 9: يوضح تركيز البيكربونات - **HCO_3**

العسر الكلي - T.H و القلوية الكلية - T.A: - العسر هو قابلية الماء علي ترسيب الصابون، و الماء العسر هو ذلك الماء الذي يحتاج كميات كبيرة من الصابون لإعطاء الرغوة، حيث تم إجراء اختبار لعدد (14) عينة، حيث تراوحت نتائج الآبار المذكورة أسماؤها سابقاً ما بين (440 و 960) على التوالي لكل " mg / L "، ويوضح الشكل رقم (10) تركيز العسر الكلي لهذه الابار. و من ناحية أخرى فإن القلوية هي قابليتها على معادلة الحامض القياسي إلى حد درجة أس هيدروجيني معينة، حيث تم عمل اختبار لعدد (14) عينة لمعرفة تركيزها في هذه الآبار الجوفية المذكورة أسماؤها سابقاً، و تراوحت النتائج ما بين (125 و 300) علي التوالي لكل " mg / L "، و يوضح الشكل رقم (11) تركيز القلوية الكلية للآبار.



شكل 10: يوضح تركيز العسر الكلي في الآبار



شكل 11: يوضح تركيز القلوية الكلية في الآبار

النتائج البيولوجية :-

البكتيريا القولونية : - وجود بكتيريا القولونية في المياه يدل على وجود تلوث في مصادر هذه المياه، وهذا النوع من البكتيريا تعد من البكتيريا المقاومة للظروف وتستطيع العيش فترات طويلة خارج مضيفها، حيث تم إجراء هذا الاختبار لعدد " أربع عشرة " عينة وكان مصدرها أباراً جوفية من أماكن مختلفة من منطقة الدراسة، حيث تم الحصول علي نتائج موضحة في الجدول رقم (4).

جدول 4: يوضح النتائج البيولوجية لمياه الابار الجوفية

رقم العينة	إسم البئر	نوع البئر	بكتيريا قولونية CFU/100mi	المواصفة الليبية
1	سانية البراشيش	عام	<1.8	3/100mi
2	شعبة الديار	عام	<1.8	3/100mi
3	عون	عام	<1.8	3/100mi
4	حوض السدرة	عام	<1.8	3/100mi
5	الكسارة	عام	1.8	3/100mi
6	أبوحلابة	عام	<1.8	3/100mi
7	مهني	عام	3.6	3/100mi
8	بن جربوع	عام	<1.8	3/100mi
9	الحسي	عام	3.6	3/100mi
10	أولاد بريك	عام	<1.8	3/100mi
11	النويجم	خاص	3.6	3/100mi
12	شقلوف	خاص	1.8	3/100mi
13	الشركة	عام	1.8	3/100mi
14	المرغني	خاص	3.6	3/100mi

من خلال النتـائج الموضحـــة بالجـدول أعلاه يتضح أن معظم العينات كانت مطابقة للمواصفة القياسية الليبيـــة رقم (82) لسنة (1992) التي تنص علي أن يكون الحد الأقصى لبكتيريا القولونية في المياه (3) لكل (100) مليلتر ماعدا العينات (7 ، 9 ، 11 ، 14) حيث تجاوزت الحد المسموح به في المواصفة و هذا يدل على أن هذه الآبار ملوثة بالمخلفات الآدمية و الحيوانية [9] .

بكتيريا إيشيريشياكولاي :- وجود هذا النوع من البكتيريا دليل قطعي علي تلوث المياه بالأحياء الدقيقة البيكتيريا ، حيث تم إجراء هذا الاختبار لعدد " أربع عشرة " عينة و كان مصدرها أباراً جوفية من أماكن مختلفة من منطقة الدراسة ، حيث تم الحصول علي نتائج لهذا الاختبار كما هو موضح في الجدول رقم (5).

جدول 5: يوضح نتائج بكتيريا إيشيريشياكولاي

رقم العينة	إسم البئر	نوع البئر	بكتيريا قولونية	المواصفة الليبية
1	سانية البراشيش	عام	خالية	خالية
2	شعبة الديار	عام	خالية	خالية
3	عون	عام	خالية	خالية
4	حوض السدرة	عام	خالية	خالية
5	الكسارة	عام	خالية	خالية
6	أبوحلابة	عام	خالية	خالية
7	مهني	عام	خالية	خالية
8	بن جربوع	عام	خالية	خالية
9	الحسي	عام	3.6	خالية
10	أولاد بريك	عام	خالية	خالية
11	النويجم	خاص	خالية	خالية
12	شقلوف	خاص	خالية	خالية
13	الشركة	عام	خالية	خالية
14	المرغني	خاص	خالية	خالية

من خلال الجدول الموجود أعلاه أظهرت النتائج أن جميع العينات كانت خالية من بكتيريا إيشيريشياكولاي بحيث كانت مطابقة للمواصفة الليبية التي لم تتجاوز حدودها التي تصنف علي أنها مياه ممتازة ، ما عدا العينة رقم (9) حيث أظهرت النتائج أنها غير مطابقة للمواصفة الليبية التي تنص علي أن تكون المياه خالية من هذا النوع من البكتيريا ، و يرجع سبب تواجدها ربما إلي تسرب الفضلات الادمية والحيوانية إلي الطبقة السفلي للبئر مما يسبب في تلوث مياه هذا البئر و تصنف هذه المياه على أنها مقبولة و لكن تحتاج إلى مراقبة جيدة ، وتسبب هذه البكتيريا في عدة أمراض عدة حيث إنها مسئولة عن إحداث التهاب السحايا عند الاطفال الرضع.

بكتيريا إنتروكوكسفانيكاليس : - وجود هذا النوع من البكتيريا في المياه دليل علي تلوثها بمياه الصرف الصحي ، حيث تم إجراء هذا الاختبار لأربع عشرة عينة كان مصدرها مياهاً جوفية من أماكن مختلفة من منطقة الدراسة، وتم الحصول علي نتائج كما هو موضح في الجدول رقم (6) .

جدول 6: يوضح نتائج بكتيريا إنتروكوكسفانيكاليس

رقم العينة	إسم البئر	نوع البئر	بكتيريا إنتروكوكسفانيكاليس	المواصفة الليبية
1	سانية البراشيش	عام	خالية	خالية
2	شعبة الديار	عام	خالية	خالية
3	عون	عام	خالية	خالية
4	حوض السدرة	عام	خالية	خالية
5	الكسارة	عام	خالية	خالية
6	أبوحلابة	عام	خالية	خالية
7	مهنى	عام	خالية	خالية
8	بن جربوع	عام	خالية	خالية
9	الحسى	عام	خالية	خالية
10	أولاد بريك	عام	خالية	خالية
11	النويجم	خاص	خالية	خالية
12	شقلوف	خاص	خالية	خالية
13	الشركة	عام	موجبة	خالية
14	المرغنى	خاص	خالية	خالية

من خلال الجدول الموجود أعلاه يتضح أن جميع العينات كانت مطابقة للمواصفة القياسية الليبية التي تنص على أن تكون المياه خالية من هذا النوع من البكتريا ، ماعدا عينة رقم (13) حيث كانت غير مطابقة للمواصفة ويرجع السبب في وجود هذه البكتريا ربما إلي تسرب مياه الصرف الصحي إلي هذا البئر مما سبب في تلوث مياهه.

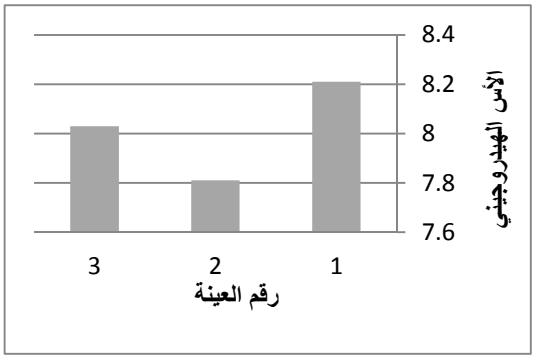
النتائج الكيميائية للعينات التي تم أخدها من العيون :

الاملاح الذائبة الكلية (TDS) : - تم إجراء هذا الاختبار لعدد " ثلاث " عينات وكان مصدر هذه العينات هو عيون (مغار وأبوعياد وطبي) لمعرفة تركيز الاملاح الذائبة فيهم، وتراوحت النتائج ما بين (510 و 1356) " mg / L " علي التوالي ، و الشكل رقم (12) يوضح تركيز الاملاح في مياه العيون .

شكل 12: يوضح تركيز الاملاح الذائبة - **TDS** في مياه العيون

يوضح الشكل الموجود أعلاه أن نتيجة العينة رقم (3) مطابقة للمواصفة القياسية الليبية ،أما العينتان(1 و 2) فكانتا غير مطابقتين للمواصفة ، حيث تتجاوزان الحد المسموح به من المواصفة وهو (1000) " mg / L " .

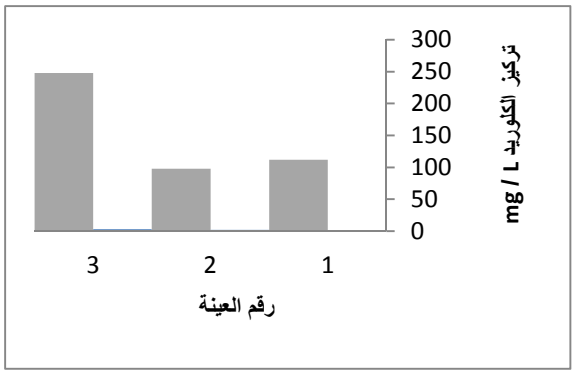
الاس الهيدروجيني PH : - تم إجراء هذا الاختبار علي " ثلاث " عينات من مياه العيون التي ذكر أسماؤها مسبقاً، وذلك لمعرفة تركيز الاس الهيدروجيني في مياه العيون، وتراوحت النتائج ما بين (8.03 و 8.21) ، عند درجة حرارة (25) درجة مئوية، و يوضح الشكل رقم (13) تركيز الاس الهيدروجيني في مياه العيون .



شكل 13: يوضح تركيز الاس الهيدروجيني – **PH** في مياه العيون

من خلال الشكل الموجود أعلاه أن نتائج جميع العينات مطابقة للمواصفة القياسية الليبية ، ومن خلال هذه النتائج يتضح لنا أن نوعية مياه هذه العينات مياه معتدلة .

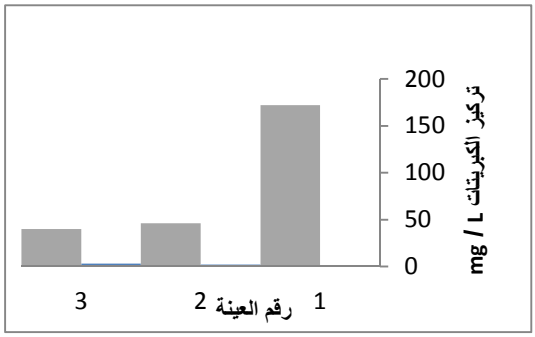
الكلوريد – CL :- تم إجراء هذا الاختبار علي " ثلاث " عينات كان مصدرها مياه عيون تم ذكر اسمائها مسبقاً، وتراوحت النتائج ما بين (98 و 248) mg / L علي التوالي ، و يوضح الشكل رقم (14) تركيز الكلوريد في ميا ه العيون.



شكل 14: يوضح تركيز الكلوريد – **CL** في مياه العيون

من خلال الشكل الموجود أعلاه يتضح أن نتائج العينات جميعها كانت مطابقة للمواصفة القياسية الليبية ، حيث لم تتجاوز هذه النتائج الحد المسموح به من المواصفة وهو (250) mg /L.

الكبريتات - SO_4 :- الكبريتات هي من الأيونات السالبة وتعتبر مؤشر لطعم المياه ،لذلك تم إجراء هذا الاختبار على عدد " ثلاث " عينات من مياه العيون التي تم ذكرها مسبقاً، وتراوحت النتائج المتحصل ما بين (40 و 172) على التوالي mg / L ، ويوضح الشكل رقم (15) تركيز الكبريتات في مياه العيون .



شكل 15: يوضح تركيز الكبريتات - SO_4 في مياه العيون

من خلال الشكل الموجود أعلاه تظهر النتائج أن جميع العينات التي تم إجراء الاختبار لها كلها مطابقة للمواصفة القياسية الليبية حيث لم تتجاوز تركيز الكبريتات في هذه العينات الحدود المسموح به التي تنص عليه المواصفــة وهو (200) mg / L .

الاستنتاجات

من خلال النتائج المتحصل عليها في هذه الدراسة يتضح بأن ما نسبته 50 % من الآبار تحتوي على مجموع الاملاح الذائبة أعلى من المسموح به بالمواصفات القياسية الليبية .

1. تركيز العسر الكلي لعينات الابار كانت عالية و متقاربة لجميع العينات .
2. نسبة أملاح (الكالسيوم و الماغنيسوم و البوتاسيوم و الصوديوم) كانت بنسب مقبولة حسب المواصفات القياسية الليبية لأغلب العينات .
3. التوازن الحامضي و القلوي (PH) كان ضمن الحدود المسموح بها بالنسبة لعينات مياه الابار و العيون على حد سواء .
4. بالنسبة للاختبارات البيولوجية فإنه أتضح بوجود نوع من البكتيريا الضارة و الموجودة ببعض الابار مما يستوجب إجراء بعض الاختبارات من حين لأخر .
5. تم استنتاج أن معظم المياه التي تم اجراء الاختبارات عليها من مناطق الدراسة بمنطقة غريان، أثبتت النتائج أنه بالإمكان استعمالها في عمليات الإنشاء المختلفة حيث تعتبر صالحة لأعمال خلط الخرسانة.

المراجع

1. نوري أبوفايد العيساوي ، 2010 ، الموارد المائية المتاحة لمدينة غريان و انعكاساتها البيئية و الاقتصادية والاجتماعية ص 58 .
2. جاد الله عزوز الطلحي ، 2003 ، حتى لا تموت عطشا ، الدار الليبية للنشر و التوزيع و الإعلان ، الطبعة الأولى ، مصراته .
3. إبراهيم سعد الله الشامي ، 2005 ، الطرق المعتمدة في تحاليل المياه و مياه الصرف ص 81.
4. محمد أحمد خليل ، 2005 ، المياه الجوفية و الآبار دار الكتب العالمية للنشر و التوزيع ، القاهرة الطبعة التانية .
5. خالد رمضان ، 1995 ، الترب الليبية ، الطبعة الأولى ، طرابلس .
6. محمد إسماعيل عمر ، 2004 ، معالجة المياه ، دار الكتب العالمية للنشر و التوزيع ، القاهرة المجلد التاني .
7. الهيئة العامة للمياه ، 1977 ، مشروع سد وادي زارت ، التقرير الثالث جيلفي .
8. سليمان الباروني ، 1997 ، العيون بمنطقة الجبل الغربي ، مجلة الهندسي العدد - 36 ، 37 .
9. المواصفات القياسية الليبية رقم (82) الخاصة بمياه الشرب ، المركز الوطني للمواصفات و المعايير القياسية .
10. عبد الرزاق سليمان التومي و محمد الطاهر سعد ، 2008 ، بكتيريولوجيا مياه الشرب ، مركز البحوث الحيوية الطبعة التانية.
11. عطية محمود الطنطاوي ، 2000 ، موارد المياه في ليبيا ، المكتب المصري لتوزيع المطبوعات ، القاهرة ص 23.
12. الهيئة العامة للمياه ، 1975 ، مشروع سد وادي غان ، التقرير الثاني جيلفي .
13. وزارة الزارعة - فرع غريان ، 2006 ، السدود التعويقية الموجودة في المنطقة التقرير التاني.
14. المكتب الوطني الاستشاري ، 2005 ، تقرير المرحلة الأولى ، تقيم الوضع القائم بمدينة غريان .
15. عبد السلام إبراهيم رفيدة ، 2012 ، الماء خصائص و مواصفات و تلوث ، دار الكتب الوطنية بنغازي ، الطبعة الأولى .
16. الهيئة العامة للمياه ، 1992 ، تقيم الوضع المائي بليبيا .

التأثيرات البيئية لكسارات الحصى بمدينة سبها ـ جنوب ليبيا

فاطمة محمد عبدالله الزوام[1]، عبدالسلام محمد المثناني[2]

1 قسم النبات، كلية العلوم، جامعة سبها، ليبيا

2 قسم علم البيئة، كلية التقنية، جامعة سبها، ليبيا

ملخص

يؤثر التلوث بشكل كبير على اقتصاديات الدول من خلال تأثيره على إنتاج المحاصيل الزراعية، أقيمت هذه الدراسة لتقييم تأثير التلوث بغبار كسارات الحصى (بمدينة سبها - ليبيا) علي ارتفاع ومساحة الورقة السطحية لنبات الفاصوليا Phaseolus vulgaris، حيث تبين من خلال الاستطلاع الميداني أن عدد الكسارات في المدينة بلغ 14 كسارة منتشرة بشكل عشوائي حول المدينة، توجد في مواقع مرتفعة نسبياً إذا ما قورنت بالأراضي الزراعية بالمنطقة مما يسبب إشكاليات بيئية على النظم البيئية الزراعية من الغبار الناجم عن هذه الكسارات. جُمع الغبار المتراكم من اقرب هذه الكسارات للمنطقة الزراعية بجنوب المدينة، وتم معمليا تحضير تراكيز مختلفة من هذا الغبار (2، 4، 8، 16، 32، 64 جرام/ لتر) وتقييم تأثيره على الارتفاع والمساحة السطحية للأوراق لنبات الفاصوليا في تجربة اجريت في معشبة كلية العلوم بجامعة سبها. وتبين أن لغبار هذه الكسارات تأثيرا معنويا مُثبطاً سلبيا على ارتفاع النبات والمساحة الورقية للنبات.

الكلمات الدالة: الغبار، ارتفاع ، المساحة السطحية، كسارات الحصى.

المقدمة

على الرغم من ان استراتيجيات التصنيع تهدف في المقام الأول إلى توفير كثير من الاحتياجات للمجتمع كمواد البناء وغيرها فإن لها آثاراً سلبية على الصحة والبيئة. ويعتبر نشاط الكسارات في ليبيا من الأنشطة الصناعية المهمة والملازمة للتَّطور العمراني والنمو الاجتماعي ومتطلباته التي أسهمت وبشكل مباشر في بناء البنية التحتية [1].

ينتج الغبار من عمليات عدة في الكسارات وذلك من خلال قطع الصخور وسحقها لتكوين الحصى أو نتيجة مرور الآليات والشاحنات على الطرق الترابية، والذي يشكل تهديدا رئيسيا على الحياة النباتية في جميع المناطق بعامة والصناعية بخاصة، إذ يعمل الغبار على إعاقة نمو وإنتاجية النباتات وتأكل أنسجتها وانخفاض محتواها من الكلوروفيل وربما انحلاله، وبالتالي ضعف قدرتها على القيام بعملية البناء الضوئي أو توقفها بشكل كامل وفي بعض الحالات يسبب تساقط الأوراق وموت النبات قبل وقته الطبيعي ، كما تعمل طبقة الغبار المتراكمة على الأوراق على غلق الثغور معيقةً عمليات النتح [2].

كذلك يعمل الغبار على إغلاق مسامات التربة وتقليل خصوبتها علاوة على تغيير مواصفاتها الكيميائية والفيزيائية وما يترتب عليه من أضرار للمحاصيل الزراعية وتجعلها غير قادرة على امتصاص العناصر الغذائية ومن ثم اختفاء الغطاء النباتي والتنوع الحيوي ونفوق الحيوانات ما يندر بانتشار ظاهرة التصحر [3].

ولوحظ في الآونة الأخيرة الانتشار الكبير للكسارات في مدينة سبها والذي غالباً ما يكون بشكل عشوائي وغير منظم أو مدروس دون مراعاة للبيئة وقواعد التنمية المستدامة، فمعظم الكسارات لا تعمل وفق نظم وقوانين البيئة بل تغلب مصلحة ملاكها على مصلحة المواطنين والبيئة المحيطة وأصبحت تشكل خطراً بيئياً على الإنسان والحيوان والنبات على حدٍ سواء على الرغم من مزاياها الإيجابية [4].

تهدف هذه الدراسة إلى تقييم تأثير التلوث بغبار الكسارات الناجم من بعض كسارات الحصى بمدينة سبها ـ جنوب ليبيا على النظم البيئية الزراعية من خلال اختبار تأثيرها على بعض الخصائص الحيوية لنبات الفاصوليا Phaseolus vulgaris وعلى وجه التحديد ارتفاع النبات والمساحة السطحية للورقة.

المواد وطـرق العـمل

أجريت هذه التجربة خلال شهري يونيو ويوليو لسنة 2012 - بكلية العلوم ـ جامعة سبها، حيث تم تجميع عينات الغبار المتراكم حول الكسارات القريبة من المدينة بعد حصر عدد هذه الكسارات ومواقع تواجدها بمدينة سبها.

استهدفت هذه الدراسة واحداً من أهم المحاصيل التابعة للعائلة البقولية Fabaceae والتي تعتبر ثاني فصيلة بعد المركبة بالنسبة لعدد الأجناس والأنواع النباتية وتعتبر من أهم الفصائل النباتية بعد الفصيلة النجيلية، وهو نبات الفاصوليا Phaseolus vulgaris

جُمع الغبار المتراكم من أقرب هذه الكسارات للمنطقة الزراعية بجنوب المدينة (شركة الاريل) وتم معمليا تحضير تراكيز مختلفة من هذا *الغبار* (2، 4، 8، 16، 32، 64 جرام/ لتر) وذلك بإذابة كل وزن في لتر من الماء المقطر لكل معاملة، حيث وضعت هذه المحاليل في جهاز هزاز لمدة 48 ساعة لاستخلاص ما أمكن من المواد القابلة للذوبان في الماء، ثم رشحت المحاليل باستخدام قمع زجاجي محتوى على ورقة ترشيح للتخلص من المواد غير الذائبة.

النتائج والمناقشة

مـواقع الكسارات في منطقة الدراسة وعددها

بلغ عدد الكسارات في منطقة الدراسة 14 كسارة وذلك بناء على بيانات المؤسسة الوطنية للتعدين ـ سبها، ومن خلال المعاينة الميدانية اتضح ان هذه الكسارات توجد منتشرة بشكل عشوائي وفي مواقع مرتفعة نسبياً إذا ما قورنت بالأراضي الزراعية بالمنطقة، ويسبب وجود هذه الكسارات أضراراً بالغة بالبيئة المحيطة، ويتزايد عدد الكسارات نتيجة زيادة التطور العمراني والطلب المتزايد على مواد البناء وخاصة الشرشور. ويعتبر هذا النشاط الاستغلالي للموارد الطبيعية تهديداً خطيراً على البيئة فينتج عنه حفر كبيرة متروكة دون أي إصلاح وتصعب معالجتها فتؤدي إلى تشويه منظر الطبيعة، وبالتالي تكوين مساحات مهجورة كبيرة وعشوائية متعدية بذلك على المناطق الزراعية، اضافة الي ان تلوث الهواء وخاصة بغبار الكسارات يكون مسئولاً عن إصابة الغطاء النباتي بكثير من الاضرار

الفسيولوجية، حيث يتعرض للاجتثاث و الاستنزاف المستمر فلا تتاح الفرصة الملائمة لنمو غطاء نباتي كثيف وسليم، مما يؤدي إلى نقص في الغطاء النباتي ويصبح تعويضه مستحيلاً [5].

تأثير تراكيز مختلفة من غبار الكسارات على الخصائص الحيوية للنبات المدروس:

عند دراسة تأثير غبار الكسارات علي نمو وإنتاجية محصول نبات الفاصوليا في الحقل(المعشبة)، وذلك من خلال تعفير النبات المدروس بتراكيز مختلفة من الغبار، تم متابعة تأثير ذلك علي بعض مؤشرات النمو والإنتاج مثل ارتفاع النبات للمجموع الخضري كما تم قياس هذه المؤشرات في النباتات غير المعاملة بغبار الكسارة (الشاهد).

تأثير تراكيز مختلفة من غبار الكسارات على الارتفاع :

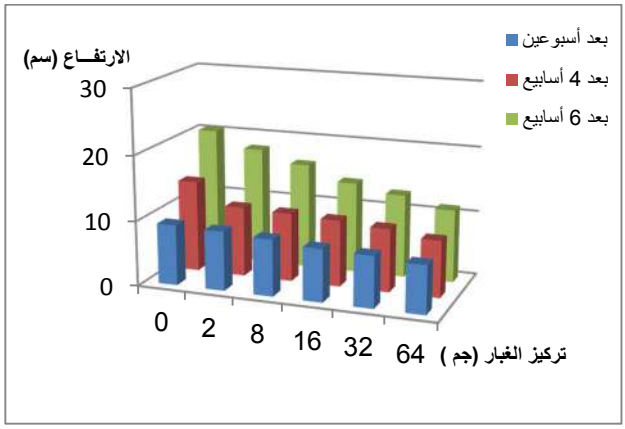
يلاحظ أن تأثير الغبار على ارتفاع النباتات كان معنويا(F=15.7) ، حيث توضح البيانات بالشكل (1) لنبات الفاصوليا خلال الاسبوع الثاني من الزراعة وعند التراكيز المرتفعة *(*32، 64جم/لتر) على التوالي سُجل ارتفاع النبات 7.8، 6.9 سم على التوالي مقارنة بالشاهد (النباتات غير المعاملة) الذي سُجل الارتفاع عنده 10 سم، وبالاستمرار في التعفير بالغُبار حتى الأسبوع الرابع نلاحظ زيادة التأثير المُثبط السلبي حيث سُجلت القراءة 15.6 سم عند التركيز المنخفض 2 جم/لتر، وبزيادة التركيز يقل ارتفاع النبات وبذلك يتضح التأثير المُثبط السلبي للغبار حتى ينخفض الارتفاع ليصل13.1 سم عند التركيز8 جم/لتر وخلال الأسبوع السادس من الزراعة مقارنة بالشاهد الذي كان ارتفاعه ***23.6*** سم، سُجل الارتفاع عند التراكيز 16، 32، 64 جم/لتر لنفس الأسبوع 18.2، 14.4، 12.4 سم على التوالي.

وهذا يتوافق مع ما أثبته [6] في دراستهم لتأثير غبار المحاجر المنطلق إلي الغلاف الجوي على مجموعة من النباتات حيث وجدوا أنه يؤدي إلى حدوث تغيرات مهمة في الصفات التشريحية لنباتات .

وتشير هذه النتائج إلى وجود علاقة طردية بين ارتفاع النبات وزيادة تركيز وترسيب الغبار حيث يقل الارتفاع بزيادة ترسيب الغبار.

حيث يلاحظ إنه بزيادة تراكيز الغبار يقل ارتفاع النبات ومع استمرار التعفير حتى الأسبوع السادس نلاحظ زيادة الانخفاض في الارتفاع بزيادة تركيز الغبار أُختزل للنصف تقريباً تصل 50% من ارتفاع النباتات غير المعاملة وبذلك يكون التأثير السلبي المعنوي للغبار.

تتفق هذه النتيجة أيضاً مع ما أشار إليه [7] إن لغبار الكسارات تأثيراً على فيزيائية وكيميائية النباتات وهذا الغبار يخترق بسمومه أنسجة النبات.

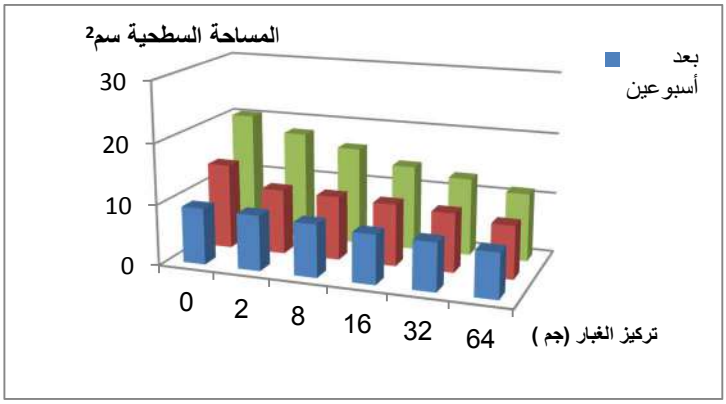


شكل 1: تأثير تراكيز مختلفة من غبار الكسارات على ارتفاع نبات الفاصوليا.

تأثير تراكيز مختلفة من غبار الكسارات على المساحة السطحية للأوراق:

بينت النتائج التأثير المعنوي(F=11.6) وذلك من خلال بيانات الشكل (2) ، أن للزيادة في تركيز الغبار تأثيراً سلبياً على المساحة السطحية لأوراق نباتات الفاصوليا، فعند المعاملة بالتراكيز16، 32، 64 جم كانت المساحة السطحية للورقة بعد الأسبوع السادس من الزراعة 15.4، 13.8، 12.1 سم على التوالي في حين كانت لنباتات

الفاصوليا غير المعاملة بغبار الكسارات لنفس الأسبوع 23.7 سم، كما نلاحظ زيادة الانخفاض في المساحة بزيادة تركيز الغبار تصل حوالي 50 % من مساحة أوراق النباتات غير المعاملة، ويلاحظ أيضاً احتراق في حواف الأوراق مع اصفرارها الجزئي والكامل، وهذا ما أشار إليه [4] في دراستهم لتأثير غبار الكسارات على الشكل الخارجي والتراكيب التشريحية لأوراق نباتي Melia azedarach و Dalbergia sissoo مقارنة بالنباتات التي تنمو بالمناطق التي لا توجد بها كسارات، حيث وجدوا نقصاً في طول وسمك الثغور في المناطق الملوثة بالغبار.



شكل 2: تأثير تراكيز مختلفة من غبار الكسارات على المساحة السطحية لأوراق نبات الفاصوليا

الاستنتاجات

من خلال البحث تم التوصل إلى النتائج الآتية :

1. اثنتا عشرة كسارة انتشرت حول المدينة وذلك بحسب بيانات المؤسسة الوطنية للتعدين ـ سبها، ما يُعيب هذه الكسارات انتشارها العشوائي وتواجدها بالقرب من المناطق السكنية والزراعية، مسببة أضراراً بيئية واقتصادية ناهيك عن الأضرار الطبية والنفسية سواء كان للإنسان أو الحيوان أو النبات.
2. لحُبيبات الغبار الناتج من هذه الكسارات تأثيرات معنوية على النباتات النامية بالقرب منها، حيث تؤثر على النمو.
3. معاملة نبات الفاصوليا بتراكيز مختلفة من محلول الغبار أدت إلى تدنى الارتفاع لهذا النبات وأن هذا الارتفاع انخفض بزيادة تركيز محلول الغبار.
4. كان لغبار الكسارات تأثيرات أيضا على المساحة السطحية للأوراق، حيث سجل الضعف للشاهد فكانت المساحة الورقية في الفاصوليا بين 15.4 و 12.1 سم^2 خلال الأسبوع السادس.

المراجع

1. عباس، مصطفي عبد اللطيف (2004). حماية البيئة من التلوث، دار الوفا لدنيا الطباعة والنشر، الإسكندرية.
2. سلامة، فوزي محمود وميلاد محمد الصُل وسوزان فؤاد مصطفي وخديجة مصطفي بعيو .(1998) .تأثير التلوث بغبار الإسمنت على الحياة النباتية الطبيعية في المنطقة بين مصرانه والخمس .المؤتمر الدولي الأول للصحة والبيئة المدنية 6 - 10/7/1998مدريد ـ اسبانيا.
3. Iqbal MZ, Shafig M (2001). Periodical effect of cement dust pollution on the growth of some plants. Turk. J. Botany, 25: 19 - 24 .
4. Okafor,FC.(2006).Rural development and the environmental degradation versus protection: In P.O. soda and T.
5. Naik, P and R.K. somashekar. (2007). Impact of quarry dust pollution on foliar epidermis of five species growing near stone crushing industry j. in. Pollut. 23(1): 93-95.
6. Raina, A. K; Rathore, V; Sharma, A. (2008). Effect of stone crucher dust on leaves of Media azedarach Linn. And Dalbergia sissoo Roxby in Jammu (J & K). Natural Environ. Pollute. Technol. 7(2):279-282.
7. Vardaka, E., C. M. cook, T. Ianaras, S.P.sgardelis, and J.D. Panties. (1995). Effect of dust from a limestone quarry on the photosynthesis of Quercus coccifera, and evergreen sclerophllous shrub.Bull. Environ. Contam. Toxicol 54: 4

الخلطات الإسفلتية ومواد الرصف

الخلطات الإسفلتية الدافئة: ورقة إستعراضية

هند علي عمر
أستاذ مساعد، كلية الهندسة، جامعة طرابلس

ملخص

انتشرت العديد من الأبحاث والتقارير المتعلقة بدراسة وتطوير تقنية الخلطات الإسفلتية الدافئة في معظم دول العالم في السنوات الثلاثين الأخيرة، لما فيها من ميزات تتعلق بتقليل الطاقة اللازمة لإنتاج الخلطات الإسفلتية التقليدية، والتي نتج عنها انخفاض ملحوظ في معدل الغازات السامة المتولدة من عمليات الخلط والدمك. وحيث إن حرارة الخلط والدمك يتم تخفيضها لإنتاج الخلطات الإسفلتية الدافئة، فإن هناك العديد من الخواص الناتجة تؤثر على أداء الرصف على المدى القريب والبعيد. لهذا السبب، اتجه العديد من البحاث إلى إجراء العديد من الأبحاث المتعلقة بدراسة الخلطات الإسفلتية الدافئة، ودراسة الإضافات المستخدمة في التقنيات الخاصة بإنتاجها، حيث تشمل تأثير انخفاض حرارة الخلط والدمك على الخواص الحجمية للخلطة الإسفلتية الدافئة، وأداءها على المدى القريب فيما يخص التخدد والبعيد والذي يخص الكلال. تهدف هذه الدراسة إلى االستعراض أهم ما جاء في الدراسات السابقة والمتعلق بتصميم الخلطة الإسفلتية الدافئة، وإنتاجها، و تقييم أداء الخلطات الدافئة ومقارنتها بالخلطات الإسفلتية التقليدية. بالإضافة إلى إستعراض مميزات وعيوب الخلطات الإسفلتية الدافئة. كذلك عرض عام للحلول التي ابتكرت لمواجهة الأضرار الناتجة من انخفاض حرارة الخلط والدمك.

كلمات دالة: الخلطة إسفلتية دافئة، الخواص الحجمية، التخدد، الكلال، ضرر الرطوبة، مواد مضافة.

مقدمة

تعتبر الخلطات الإسفلتية الساخنة الأكثر استخداماً لتنفيذ الطبقة العليا للرصف المرن بجميع أنواعها، والتي تختلف باختلاف نسب البيتومين والتدرج الركامي ونسب الفراغات الهوائية. تنتج جميع الخلطات الإسفلتية الساخنة عند درجة حرارة عالية وعادة تكون أعلى من 145 مْ حسب لزوجة البيتومين المستخدم. من المعروف إن البيتومين يتغير نسبيا نتيجة الظروف المحيطة، إلا إن تسخينه عند درجة حرارة عالية في مرحلة التحضير والإنتاج يؤدي به إلى ما يعرف بالتقادم قصير المدى. ولقد لوحظ في هذه المرحلة أن العديد من المواد المتطايرة والغازات تنبعث مما يؤدي إلى زيادة في لزوجة البيتومين، بالإضافة إلى ظاهرة التأكسد وغيرها من إلبات التقادم [1]. إلبات التقادم تشرح التغييرات الكيميائية التي تحدث في البيتومين، والتي بدورها تنعكس على خواصه الفيزيائية. محأولات عديدة من البحاث دارت حول كيفية التقليل من آثار التقادم القصير المدى على خواص البيتومين وذلك باستخدام العديد من المواد المضافة. عموما، أثبتت بعض المواد جدارتها في مقأومة آثار التقادم على خواص البيتومين، ولكن لم يؤد هذا إلى التحكم في انبعاث الغازات، بل كان هناك آثار جانبية لم تؤخذ بالحسبان وهي السمية لبعض المواد المضافة [2]. لذا، توجب توسيع دائرة البحث لإيجاد حلول أخرى، وكان من أهمها دراسة تخفيض درجة حرارة الخلط والدمك للخلطة الإسفلتية، وهي ما عرفت فيما بعد بالخلطة الإسفلتية الدافئة.

أعتمدت فكرة تقنية الخلطة الإسفلتية الدافئة أساسا على تخفيض درجة حرارة الخلط والدمك. أدى هذا الإجراء إلى صعوبة في مستوى التشغيلية لعملية الإنتاج، حيث وجد إن كفاءة الخلط لمكونات الخلطة عند درجات حرارة أقل من الخلط لم تكن بالمستوى المطلوب، وذلك لعدم وصول البيتومين إلى درجة لزوجة منخفضة وكافية لتغليف حبيبات الركام. من هنا، وجب إيجاد حل لتخفيض لزوجة البيتومين لدرجة كافية تضمن تغليف جيد لحبيبات الركام. تم اختبار العديد من المواد كإضافات للبيتومين بنسب مختلفة. تفأوتت هذه النسب المضافة حسب نوع المادة المضافة، درجة حرارة الخلط المقترحة، بالإضافة إلى درجة لزوجة البيتومين، المقاس الأكبر للركام ونوعه. تم اقتراح ثلاث تقنيات لتنفيذ الخلطة الإسفلتية الساخنة بناء على نوع المواد المضافة [1-3].

إن فكرة استخدام الخلطة الدافئة اقترحت لأول مرة في أوروبا لغرض تقليل الإنبعاثات الغازية في سنة 1990م. ولكن أول تطبيق حقلي في أوروبا كان في سنة 1999م، اما في الولايات المتحدة، فقد سجلت أول تنفيذ حقلي في سنة 2004م، بينما كانت أول محأولة لتطبيق الخلطة حقليا في الهند بسنة 2009م. قامت معظم الدول المتقدمة كالنرويج، وفرنسا، وإيطإليا، وكندا، والولايات المتحدة، والصين، وكوريا الشمإلية والجنوبية، والبرازيل، وجنوب أفريقيا والهند بدراسة الخلطات الإسفلتية بتقنياتها الثلاث وتقييمها معمليا، ودراستها حقليا وعلى مدى فترة الخدمة المقترحة لها. معظم النتائج كانت مرضية، الأمر الذي جعل معظم البحاث في مجال الطرق يستمرون في أبحاثهم، وتوسيع دائرة الاستكشاف ليشمل العديد من المواد المضافة وطرق التصميم المختلفة [3].

الهدف الرئيسي من هذه الورقة هو تسليط الضوء على الخلطة الإسفلتية الدافئة، وذلك بالتعرف على أهم التقنيات المستحدثة لإنتاجها، بالإضافة إلى عرض ما يترتب من استخدام هذه التقنيات على تغيرات في الخواص الحجمية. إن استخدام كل هذه التقنيات يؤدي إلى تخفيض اللزوجة للبيتومين وبالتإلى فإن هذا الإجراء سينعكس على صلابة الخلطة وخواصها الميكانيكية، من هنا كان لابد من تسليط الضوء على أهم الأضرار المتوقعة والتي تؤثر على أداء الخلطة، بالإضافة إلى سرد أهم المحأولات التي استخدمت لمقأومة ظهور هذه الأضرار.

تقنية الخلطة الإسفلتية الدافئة

بنيت فكرة الخلطات الإسفلتية الدافئة أساسا على تخفيض درجة حرارة الخلط والدمك بمقدار يترأوح ما بين 20 و40 مº بالنسبة لدرجات الخلط والدمك للخلطات الإسفلتية الساخنة. كانت النتيجة المحتمة لهذا الإجراء هي صعوبة في درجة التشغيلية في حالتي الخلط والدمك للخلطة. من هنا كان لا بد من إيجاد وسيلة لمواجهة هذه المشكلة. اتجه البحاث في تجاربهم إلى محأولة تحسين عمليتي الخلط والدمك وذلك بإضافة مواد تساعد على تخفيض لزوجة البيتومين إلى حد ما، مما يسمح بالرفع من درجة التشغيلية للخلطة. أجريت اختبارات على العديد من المواد، كان بعضها مواد عضوية وأخرى مواد كيميائية. بالإضافة إلى ذلك، أضيف الماء بنسب بسيطة للخلطة لتخفيض لزوجة البيتومين. الجدول 1 يعرض نطاق درجات حرارة الخلط والدمك للخلطات الإسفلتية الساخنة والدافئة.

جدول 1:نطاق درجات حرارة الخلط والدمك للخلطات الإسفلتية الساخنة والدافئة [3]

نوع الخلطة	درجة حرارة الخلط (مº)	درجة حرارة الدمك (مº)
الخلطة الإسفلتية الساخنة	190-140	180-120
الخلطة الإسفلتية الدافئة بتقنية الإضافات الكيميائية	160-120	150-105
الخلطة الإسفلتية الدافئة بتقنية الإضافات العضوية	160-120	140-100
الخلطة الإسفلتية الدافئة بتقنية الإرغاء	155-120	140-100

العديد من المواد استخدمت كإضافات للبيتومين المستخدم في الخلطات الإسفلتية الدافئة، والفقرات التالية تعرض أكثر الإضافات شيوعا والتي نالت اهتمام البحاث:

مواد عضوية

تستخدم مواد عضوية كمادة الشمع أو ما يعرف بمادة الأميد الدهني (fatty amide) كإضافات تعمل على تخفيض لزوجة البيتومين عند درجات الحرارة، حيث تنصهر هذه المواد عند درجات تترأوح بين 80 و120 مº، مؤدية إلى تحسن في تشغيلية الخلط عند درجات حرارة اقل من درجات الخلط الاعتيادية. عموما، فقد وجد أنها بالرغم من تخفيض درجة لزوجة البيتومين عند الخلط والدمك، فإنها تزيد من لزوجته عند درجة الحرارة السائدة في الفترة الخدمية، حيث تتشكل بلورات متوزعة داخل منشأ البيتومين تزيد من صلابته (stiffness)، وبالتإلى فإن انخفاض اللزوجة لا تؤثر سلبا على الخواص الفيزيائية والميكانيكية للخلطة، لنقل إلى حدا ما. عموما، فإن هذه الإضافات تسمح بتخفيض درجات الحرارة للخلط والدمك في حدود 20-30 مْ [4-7].

العديد من الإضافات العضوية استخدمت وكان لها تأثير مختلف على خواص الخلطة الإسفلتية نذكر منها الأكثر رواجا: الساسوبايت (Sasobit®)،و أسفا-مين(Aspha-Min) وأسفالتان بي (Asphaltan B) [4-7].

مواد كيميائية

العديد من المواد الكيميائية استخدمت في هذه التقنية منها مواد استحلاب، بوليمر ومزيج من مواد كيميائية.

تأثير الإضافات الكيميائية على البيتومين تختلف تماما عن تلك المواد العضوية المعروضة سابقا. فالإضافات الكيميائية لا تعمل فقط على تخفيض لزوجة البيتومين بقدر ما هي اساسا تستخدم كعوامل استحلاب ومحسنات لخاصية الالتصاق. فقد وجد أن خليط من مواد البوليمر ومواد مقاومة للتعرية وإضافات اخرى قد تؤدي إلى تحسين في تغليف وإلتصاق البيتومين بحبيبات الركام، بالإضافة إلى سهولة في عملية الخلط ومستوى دمك عالٍ عند درجات حرارة منخفضة عن درجات حرارة الخلط الاعتيادية بمقدار أقل في حدود 30-40 مْ [7].

العديد من الإضافات الكيميائية كانت موضع إهتمام البحاث في مجال تقنية الخلطة الإسفلتية الدافئة نذكر منها: سيكاباس آر تي (Cecabase RT)، وإيفوثرم (Evotherm) ورفيكس (Revix) [4-7].

تقنية الإرغاء

تعتمد هذه التقنية على إنتاج رغوة وذلك بإضافة كميات صغيرة من الماء، إما عن طريق حقنها مباشرة للبيتومين أو إلى خزان الخلط. يتغلغل الماء داخل البيتومين مؤديا إلى زيادة في حجمه وانخفاض في لزوجته. وجد إن الانخفاض في اللزوجة يحسن من مستوى التشغيلية للخلطة وتزيد من إمكانية تغليف البيتومين لحبيبات الركام [4-6].

تنقسم تقنية الإرغاء إلى مجموعتين بناءً على عملية التطبيق: الأولى تسمى طريقة الرغوة المباشرة (تقنية تعتمد على الماء) في هذه الحالة، يتم حقن الماء للبيتومين من خلال أدوات محددة ، مثل الفوهات الاصطناعية لإنتاج رغوة داخل البيتومين نفسه. أما ا الثانية فهي طريقة الرغوة غير المباشرة (تقنية احتواء الماء) والتي تعتمد على إضافة مواد مثل أدفيرا (Advera®) [7] والزيوليت (Zeolite) والذي تحتوي على ماء بنسبة 20% مباشرة إلى الخلطة الإسفلتية [4].

تصميم الخلطة الإسفلتية الدافئة

حالياً لا توجد معايير محددة تخص تصميم الخلطة الإسفلتية الدافئة، إذ يتم إتباع نفس إجراءات التصميم المتبعة للخلطة الإسفلتية الساخنة. بالرغم من تعدد طرق التصميم، فإن طريقة مارشال وطريقة الرصف المثإلى هما الأكثر استخداما عند تصميم الخلطات الإسفلتية الدافئة. عادة، يقوم الباحث بإختيار طريقة التصميم الملائمة له. تتكون عملية تصميم للخلطة الإسفلتية الدافئة على أربع مراحل مهمة تبدأ بإختيار مواد الخلطة، ثم اعتماد التدرج الركامي وتحديد المقاس الأكبر حسب نوع الخلطة وتصنيف الطريق، ثم تأتي المرحلة الثالثة والتي يتم فيها تحديد المحتوى البيتومينى الأمثل ونسبة الإضافات حسب التقنية المقترحة (عادة تتم بناء على توصيات من الشركة المصنعة أو بناء على نتائج دراسات سابقة أو تجريبية). في المرحلة الأخيرة، يتم تقييم أداء الخلطة عن طريق اختبارات معملية مثل اختبارات تقييم التخدد، الكلال، تأثير الرطوبة والتقادم.

يتم تحديد التدرج الركامي الملائم لنوع الخلطة المطلوبة، ومن ثم تحديد نسبة البيتومين المثإلة حسب الخواص الحجمية المطلوبة للخلطة لتصنيف الطريق وحجم المرور. يعتمد إختيار نسبة المادة المضافة على توصيات الشركة المصنعة لها والتي أعتمدت على تجارب معملية. عموما فإن مسئولية الباحث تحتم اختبار المادة المختارة حسب المعايير المتبعة في دراسته. إن إضافة المواد السابقة الذكر تحت بند تقنية الخلطة الإسفلتية الدافئة تعمل على تقليل اللزوجة للبيتومين، الأمر الذي يؤدي إلى إنخفاض طفيف في محتوى البيتومين المثإلى. هنا يجب العمل على التأكد من أن الخواص الحجمية ضمن الحدود المطلوبة، وبعدها الاتجاه إلى تقييم أداء الخلطة [3].

و جدول 2 يبين الخواص الحجمية لخلطات إسفلتية دافئة نفذت بمواد مضافة مختلفة وتم إنتاجها بدرجات حرارة خلط ودمك أقل من الخلطات التقليدية. العديد من الفروقات تم رصدها بسبب اختلاف في نوع البيتومين المستخدم، المادة المضافة ونسبتها المعتمدة في البحث، نوع الركام وتدرجه. لوحظ أيضا إن مقاس الركام الأكبر كان له تأثير واضح على الخواص الحجمية للخلطة. لوحظ اختلاف طفيف جدا في نسب الاختلاف للخواص الحجمية الخلطة الإسفلتية الدافئة مقارنة بالخلطة التقليدية. ففي طريقة الرصف المثإلى حيث قيمة الفراغات الهوائية ثابتة، وجد إن نسبة الفراغات المملؤة بالبيتومين والفراغات بين الركام المعدني إنخفضت عند استخدام ايفوثيرم (Evotherm) بينما إزدادت عند استخدام السيكابس (Cecabase) وطريقة الإرغاء المباشرة [8]. في دراسة أخرى، استخدمت طريقة مارشال لتصميم الخلطات الإسفلتية الساخنة والدافئة. عند تصميم الخلطة الدافئة، يتم إختيار المحتوى البيتومينى الأمثل حسب معايير التصميم لدولة الدراسة، وجد إنخفاض طفيف لمحتوى البيتومين المثإلى، وعموما لم يتجأوز 1%. أيضا، لم تسجل فروقات كبيرة في الخواص الحجمية كما هو موضح بالجدول 2 [9]. وفي دراسة أخرى، سجلت زيادة واضحة في نسب الاختلاف للمحتوى البيتومينى الأمثل، حيث وصلت نسبة الاختلاف إلى زيادة مقدارها 7.5% بالنسبة للمحتوى البيتومينى الأمثل للخلطة التقليدية. فيما حدث إنخفاض في نسب الاختلاف للفراغات في الركام المعدني، ووصلت لانخفاض مقداره 7.16% بالنسبة للفراغات في الركام المعدني للخلطة التقليدية [10].

جدول 2: الخواص الحجمية للخلطة الإسفلتية الدافئة

المرجع	السنة	التقنية المستخدمة	المادة المضافة	نسبة الإضافة (%)	مقاس الركام الأكبر (مم)	نسبة الاختلاف (%)			
						OBC	AV	VFB	VMA
[8]	2020	الإرغاء	ماء	2	25	0	0	0.14	0
		مواد كيميائية	Evotherm	-		0	0	0.42 -	1.40 -
			Cecabase 1	-		0	0	0.14	0.70
			Cecabase 2	-		0	0	0.28	0.70
[10]	2021	مواد عضوية	Sasobit	2	19	6.6	0	-	7.16 -
			Kaowax	2		7.5	0	-	6.1 -
		تقنية الإؤغاء	Zeolite	5		2.26	0	-	4 -
		مواد كيميائية	PAWMA	0.3		5.66	0	-	1.41 -
[9]	2022	مواد كيميائية	Rediset LQ	0.5	19	0.9 -	2.01 -	0.11 -	0.13 -
			Rediset LQ و PVLNR	0.5 3	19	0.36 -	0.76 -	0.23 -	0.20 -

PVLNR = مطاط طبيعي سائل معالج مسبقًا (Pre-Vulcanized Liquid Natural Rubber)

مستوى الأداء للخلطات الإسفلتية الدافئة

تم تطوير العديد من الاختبارات لتقييم أداء الخلطات الإسفلتية بجميع أنواعها. تستخدم هذه الاختبارات لتقييم صلابة الخلطة (stiffness)، والأضرار الناتجة من تأثير الماء على تماسك والتصاق مكونات الخلطة، وأضرار الكلال، وأضرار التخدد، والأضرار الناتجة عن الإجهادات الحرارية. تعتبر تقنية الخلطات الدافئة من التقنيات المستحدثة، والتي لم يتم تحديد مواصفات ومعايير تخص أداءها بوجه الخصوص، حيث إن الاعتماد على مواصفات ومعايير الخلطة الساخنة لا زال جاريا إلى يومنا هذا.

معظم الدراسات بينت أن هناك إرتباطاً مرضياً بين نتائج اختبارات الأداء المعملية وأداء الرصف بالموقع للخلطات الإسفلتية الساخنة. لذا، كان لابد من تقييم الخلطات الإسفلتية الدافئة باستخدام الاختبارات المتوفرة معمليا، والعمل على مقارنة نتائجها بالخلطات التقليدية.

في هذا البند، سيتم التركيز على استعراض نتائج لبعض الدراسات والتي اهتمت بدراسة أضرار التخدد، والكلال وضرر الرطوبة على أداء الخلطة الإسفلتية الدافئة.

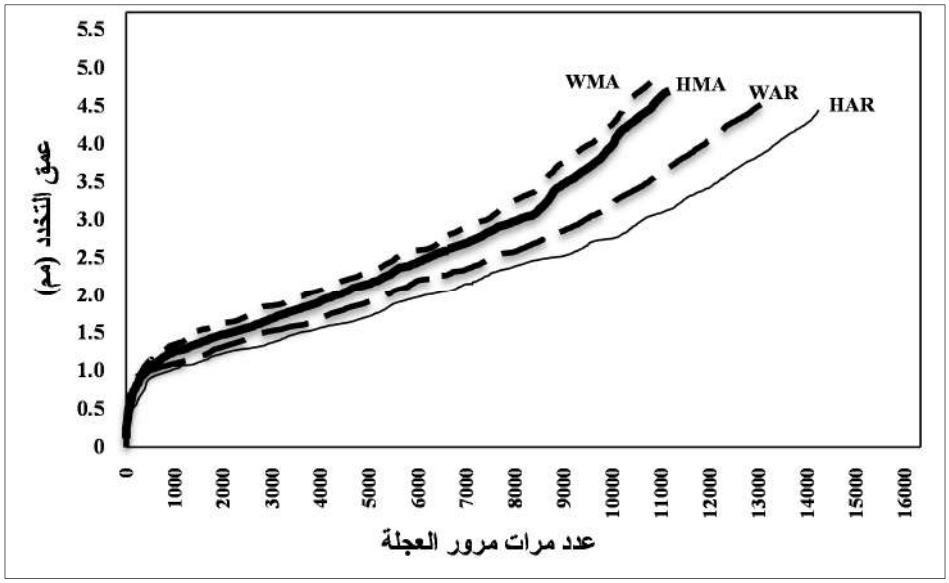
التخدد (Rutting)

يظهر التخدد على سطح الرصف على هيئة هبوط تحديدا عند مسار عجلات المركبات. هناك ثلاث إلىات تشرح حدوث التخدد للرصف،وهي التخدد نتيجة تشكل دائم يحدث في الطبقة العليا والمتمثلة في الخلطة الإسفلتية نتيجة لإنخفاض صلابتها، أو ضعف في الطبقات (الأساس أو الأساس المساعد)، أو ضعف طبقة التربة. وحيث إن موضوع الورقة يدور حول الخلطات الإسفلتية الدافئة، فإن الإلىة الأولى للتخدد ستكون ضمن اهتمامنا في هذا البند.

تتصف الخلطة الإسفلتية الدافئة بانخفاض نسبي في صلابة البيتومين (stiffness) نتيجة معالجته بمواد تعمل على تخفيض لزوجته، الأمر الذي يزيد من احتمالىة ظهور ضرر التخدد. لذلك، أهتم البحاث بتقييم مستوى أداء الخلطات الإسفلتية الدافئة فيما يتعلق بالتخدد وذلك باستخدام الاختبارات المعملية والتي نذكر منها اختبار هامبورج لتتبع العجلات (Hamburg Wheel Tracking Test). في هذا الاختبار، تتعرض بلاطة من الخلطة الإسفلتية إلى مرور عجلات ذات وزن محدد بمعدل مرور محدد في الدقيقة، وهنا سيتم تحديد عدد الدورات بناء على قيمة محددة للتخدد أو العكس. العديد من العوامل تلعب دوراً مهماً في حدوث التخدد للخلطة، حيث وجد أن نسبة البيتومين وصلابته، والفراغات الهوائية، والتدرج الركامي والمقاس الأكبر للركام، ودرجة حرارة الخلط والدمك كان لها تأثير بشكل ما على خاصية التخدد. عموما، بالنسبة للخلطة الإسفلتية الدافئة، وحيث إن البيتومين يتم تخفيض لزوجته باستخدام إحدى التقنيات السابقة الذكر حتى يتسنى خلطه ودمكه عند درجة حرارة أقل، فقد وجد أن عمق التخدد زاد بشكل كبير ووصل عند بعض البحاث إلى زيادة قدرت بنسبة مئوية 31.8، 26.7 و 25.0 لخلطات أنتجت بتقنية الإرغاء، إضافات عضوية و إضافات كيميائية على التوإلى مقارنة بالخلطات الإسفلتية الساخنة. تعتبر ظاهرة التخدد للخلطات الإسفلتية الدافئة غير مقبولة بتاتا، لذا وجب العمل على مقأومة ظهورها وذلك باتباع إجراءات إضافية. واحدة من الحلول التي أجريت هي استخدام إضافات للبيتومين. في إحدى الدراسات، وجد إن عمق التخدد إنخفض بدرجة مقبولة عند استخدام بيتومين معالج بإضافات مثل: البوليمر، والمطاط الطبيعي أو المعاد تدويره، والمواد النانوية وخصوصا الطين النانوي [11]. كذلك واحدة من الحلول المقترحة هي تأثير التدرج الركامي على مقأومة التخدد للخلطات الدافئة. فقد وجد إن الخلطات الإسفلتية الدافئة ذات التدرج المفتوح أظهرت مقأومة للتخدد أحسن من الخلطات الإسفلتية الدافئة ذات التدرج الكثيف وذلك نتيجة لتشابك حبيبات الركام عند تطبيق الحمل عليها، مع ضرورة إختيار ركام ذات مقأومة عالىة للتقليل من تأثير قوة الاحتكاك الداخلي، بالإضافة إلى اختبار المقاس الركامي الأكبر لما له من تأثير واضح في مقأومة التخدد [12].

في دراسة حديثة أجريت لتقييم التخدد لخلطة إسفلتية دافئة وتمت مقارنة نتائج الاختبار بنتائج خلطة ساخنة نفذت بنفس المكونات وطريقة التصميم المتبعة. تم تصميم الخلطات باستخدام بيتومين ذات درجة غرز 63.2 (0.1 مم)، والمقاس الأكبر للركام 25 مم. استخدمت تقنية الإضافات الكيميائية للخلطة الدافئة بإضافة مادة ريديست إل كيو (Rediset LQ) بنسبة 0.3% من وزن البيتومين. تم تقييم التخدد للخلطتين الساخنة والدافئة. وجد إن قيمة التخدد زادت للخلطة الدافئة مع إنخفاض في عدد مرور العجلة، مما أكد على أن احتمالىة ظهور ضرر التخدد للرصف المنفذ بالخلطة الإسفلتية وارد. كمحأولة لمقأومة الظهور المبكر للتخدد، تم إضافة المطاط المعالج للبيتومين بنسبة 3% من وزنه. هذه الإضافة أجريت للخلطة الساخنة والخلطة الدافئة بتقنية الإضافة الكيميائية على حد السواء. كانت نتائج الاختبار مشجعة، حيث طرأ تحسن في مقأومة التخدد للخلطة الدافئة، فقد حدث إنخفاض نسبي لعمق التخدد بقيمة 4.3% مقارنة بالخلطة التقليدية، مع زيادة ملحوظة في عدد مرات مرور العجلة والتي زادت بنسبة 15% مقارنة بالخلطة التقليدية كما هو موضح بالشكل 1. عموما، يمكن ترتيب الخلطات حسب الأفضلية لمقأومة التخدد: الخلطة الإسفلتية الساخنة معالجة بالمطاط ((Hot mix asphalt rubber (HAR)، والخلطة الإسفلتية الدافئة معالجة بالمطاط (Warm mix

(asphalt rubber (WAR)، الخلطة الإسفلتية الساخنة (Hot mix asphalt (HMA)) والخلطة الإسفلتية الدافئة (Warm mix asphalt (WMA)) [9]. اتفقت نتائج هذه الدراسة مع دراسات سابقة، حيث تم استخدام البيتومين المطاطي كمادة رابطة في الخلطات الإسفلتية الدافئة والذي أعطى النتيجة المرجوة لمقاومة ظهور التخدد مقارنة بالبيتومين غير المعالج بالمطاط [9، 13، 14].



شكل 1: نتائج اختبار هامبورج لتتبع العجلات [9]

الكلال (Fatigue)

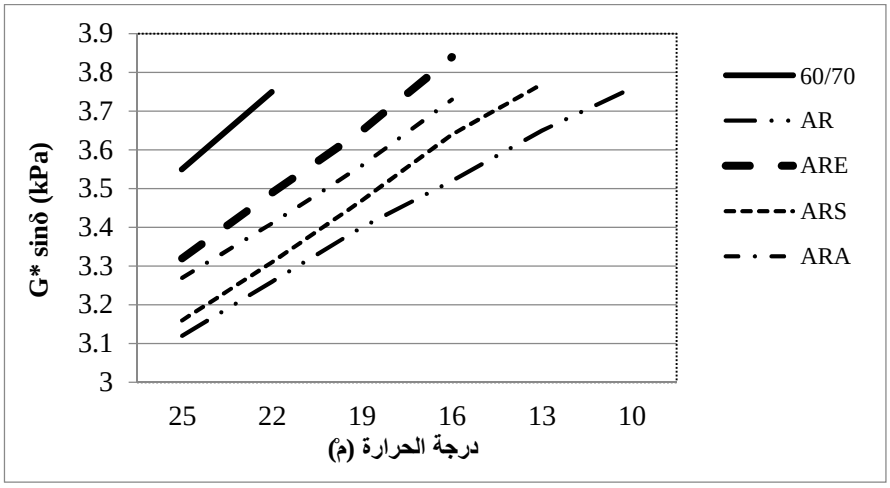
يحدث الكلال للطريق نتيجة لمرور احمال مرورية متكررة خلال فترة الخدمة حيث يظهر على هيئة تشققات تعرف بتشققات الكلال. معمليا، يمكن تقييم الخلطات الإسفلتية بأنواعها باستخدام اختبارات من خلال تحديد عدد دورات التي تؤدي إلى الإنهيار وذلك باستخدام اختبار الانثناء المتكرر (repeated flexure test) أو اختبار الشد غير المباشرة (indirect tensile test) التي يتم إجراؤها عند مستويات إجهاد أو إنفعالات متعددة. ومن أشهر الاختبارات لتقييم الكلال أيضاً هو اختبار النقاط الأربع لكلال الكمرة (four point beam fatigue test) وفيه إما أن يكون الإجهاد أو الإنفعال ثابتاً.

هناك العديد من العوامل التي تؤثر على ظهور هذا الضرر وتشمل خواص المواد، وتصميم الخلطة، والمناخ السائد بالإضافة إلى نوع الاختبار المستخدم. وجد أن التنوع في إجراءات الاختبارات المستخدمة لتقييم ضرر الكلال للخلطة قد أدت إلى اختلاف في النتائج بين البحاث مما أدى إلى إرباك في عملية التقييم كما حدث مع Yu وزملائه عندما قام باختبار خلطات إسفلتية دافئة (تم تنفيذها بالتقنيات الثلاث المذكورة سابقا) باستخدام اختبار الشد غير المباشرة و اختبار النقاط الأربع لكلال الكمرة، وكانت النتائج غير متوافقة. أدى ذلك إلى إضافة اختبارات تخص تقييم خواص الكلال للبيتومين المعالج والملاط الإسفلتي (asphalt mortar) باستخدام اختبار القص الديناميكي والذي حسم النتيجة في النهاية لصالح الاختبار النقاط الأربع لكلال الكمرة [15]. عموما، أوصى معظم البحاث بأن استخدام اختبار النقاط الأربع لكلال الكمرة هو الأنسب من غيره وذلك لتوافقه مع اختبار القص الديناميكي للبيتومين. عموما، اتفقت معظم نتائج الدراسات بإن استخدام الإضافات الخاصة بالتقنيات الثلاث أدت إلى تحسن ملحوظ في مقاومة ضرر الكلال، خصوصا للخلطات الإسفلتية المنفذة ببيتومين معالج بالمطاط أو ما يعرف عند البعض بالبيتومين المطاطي.

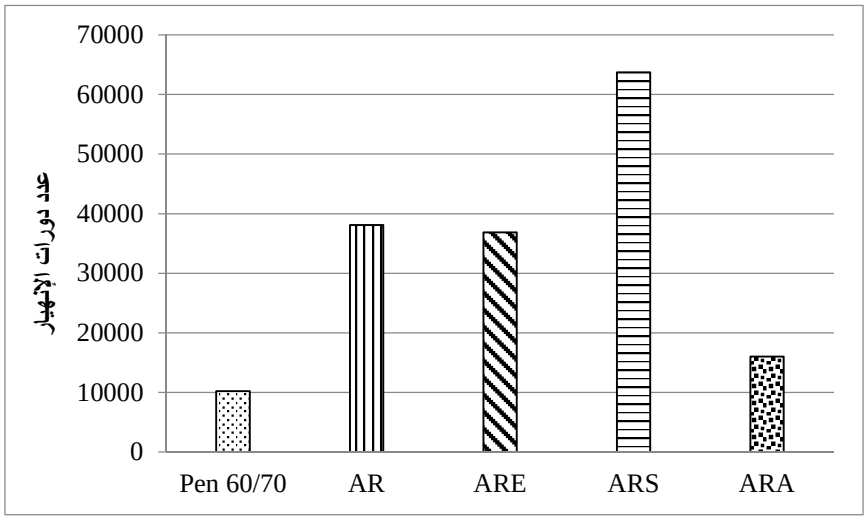
في دراسة حديثة اهتمت بتقييم ضرر الكلال لخلطات إسفلتية دافئة منفذة باستخدام التقنيات الثلاث. حيث استخدمت الساسوبايت (مادة عضوية)، الإيفوثيرم (مادة كيميائية) والأسفا-مين (تقنية الإرغاء) كمواد معالجة للبيتومين المطاطي. تم تقييم معامل الكلال ($G^*\sin\alpha$) للبيتومين المعالج بالمواد سابقة الذكر باستخدام اختبار القص الديناميكي وتمت مقارنة نتائجها بالبيتومين غير المعالج والبيتومين المعالج بالمطاط فقط. إلى جانب ذلك، تم إجراء اختبار إنحناء الكمرة عند النقاط الأربع (Four-point bending beam test) لتقييم الخلطات الدافئة بالتقنيات الثلاث، بالإضافة لعمل مقارنة مع نتائج الخلطة الإسفلتية الساخنة والخلطة الإسفلتية الساخنة المعالجة بالمطاط.

الشكل 2 يبين نتائج اختبار القص الديناميكي لعينات البيتومين المعالج وغير المعالج عند درجات حرارة مختلفة. عموما، كانت النتائج مشجعة جدا، حيث تحسنت مقاومة الكلال لكل عينات البيتومين المعالج بالتقنيات الثلاث مقارنة

بالبيتومين غير المعالج. سجلت عينة البيتومين المعالج بالمطاط أعلى مقاومة لضرر الكلال، تليها عينة البيتومين المطاطي المعالج بالسوسوبايت والتي أظهرت مقاومة لضرر الكلال أعلى مقارنة بالتقنيات الأخرى. إلى جانب ذلك تم تقييم نتائج اختبار إنحناء الكمرة للخلطات المنفذة بالبيتومين المعالج. الشكل 3 يبين نتائج الاختبار، حيث وجد إن أعلى مقاومة لعدد دورات الاختبار حتى الإنهيار كانت من نصيب الخلطة الإسفلتية المنفذة بالبيتومين المطاطي المعالج بالساسوبايت، تليها الخلطة المنفذة بالبيتومين المطاطي والتي نتيجتها كانت متقاربة جدا مع الخلطة المنفذة بالبيتومين المطاطي المعالج بالأسفا-مين. بينت الدراسة وجود توافق في نتائج الاختبارين للخلطة الإسفلتية الدافئة بتقنية المواد العضوية [15]. هذه النتيجة كانت متوافقة جدا مع نتائج دراسات أخرى، حيث دلت على إن استخدام الخلطة الإسفلتية الدافئة بتقنية المواد العضوية تسأهم في تأخير ظهور ضرر الكلال [16، 17].



شكل 2: نتائج اختبار القص الديناميكي [15]



شكل 3: نتائج اختبار إنحناء الكمرة عند أربع نقاط [15]

ضرر الرطوبة (Moisture Damage)

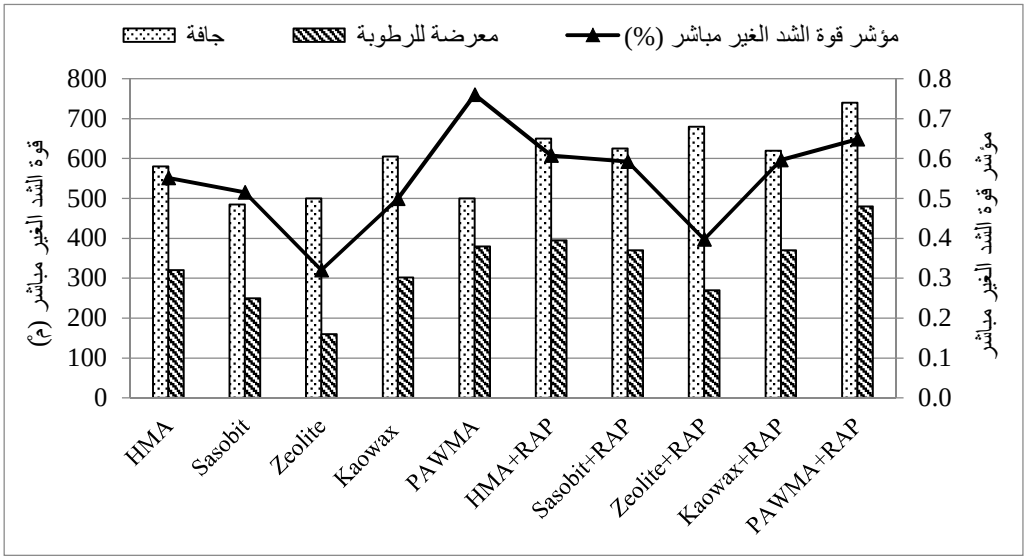
يعتبر ضرر الرطوبة واحداً من أكثر أضرار الرصف المرن شيوعا وإنتشاراً خاصة في المناطق ذات المناخ الممطر وفي المناطق التي تتميز بارتفاع منسوب المياه الجوفية، وكذلك في الطرق التي تتصف بسوء تصريف الماء. هناك نوعان من الضرر المائي يمكن أن يحدث أحدهما أو كلاهما في الخلطة الإسفلتية، وهما فشلا في الالتصاق بين البيتومين وسطح الركام، وفشلا في التماسك والذي يحدث نتيجة ضعف المنشأ الداخلي للبيتومين ويعتبر هذا الفشل هو الأكثر شيوعا.

استخدمت العديد من الاختبارات في عملية تقييم ضرر الرطوبة للخلطات الإسفلتية، في جميع الاختبارات يتم تقييم الخلطات في حالتين الجافة والرطبة، ويتم إيجاد نسبة الإنخفاض الناتجة من تأثير الرطوبة. تقارن نتائج الخلطات

الإسفلتية الدافئة بنتائج الخلطات الإسفلتية الساخنة. وجد إن أكثر الاختبارات اختيارا هما اختبار الشد غير المباشر (Indirect tensile test) واختبار هامبروغ لتتبع العجلات (Hamburg wheel-track test). عموما، استخدام اختبارات متقدمة لتقييم البيتومين المعالج بالتقنيات الثلاث كانت ضمن إهتمام العديد من البحاث، حيث استخدمت طريقة السطح الحرة (Surface free energy method) لتقييم خواص الإلتصاق والتماسك للبيتومين، بالإضافة إلى استخدام اختبار مجهر القوة الذرية (Atomic force microscopy) لتقييم خواص الإلتصاق والتماسك لسطح عينات البيتومين.

وجد إن ضرر الرطوبة من أكثر الأضرار شيوعا للرصف المنفذ بالخلطات الإسفلتية الدافئة. العديد من العوامل تلعب دورا مهما في ظهور هذا الضرر، حيث كان إنخفاض درجة حرارة الخلط لها تأثير سلبي في عملية الإلتصاق بين البيتومين والركام، خاصة عند استخدام تقنية الإرغاء أو عند استخدام مواد معالجة يدخل الماء في تركيبتها الكيميائية مثل الأسفا-مين وأدفيرا. كذلك إنخفاض تماسك البيتومين في الخلطة نتيجة لانخفاض لزوجته، والذي يؤدي إلى إنخفاض عام في تماسك الخلطة. على أي حال، كان لابد من استخدام إضافات تعمل على مقاومة تأثير الماء والتي من أهمها المواد المقاومة للإنسلاخ (Antistripping agent) والتي عادة ما تضاف إلى البيتومين، بالإضافة إلى إضافة الجير المطفئ للركام والذي يعتبر من أهم المواد المقاومة لضرر الماء. بالإضافة إلى ما سبق، فقد وجد إن استخدام مخلفات الرصف المرن ومخلفات مطاط عجلات المركبات كركام مستبدل أدى إلى تحسن ملحوظ في تماسك الخلطة الدافئة ومقاومتها لضرر الماء [18].

أجريت دراسة بسنة 2021 لتقييم خلطة إسفلتية دافئة تم تنفيذها باستخدام بيتومين ذي درجة غرز 70/60 معالج بمواد عضوية (ساسوبايت وكأواكس)، كيميائية (بأواما) ومواد ذات محتوى مائي والمعروفة بتقنية الإرغاء غير المباشرة (زيوليت). أستخدم ركام الجرانيت في حالتين أولأهما بشكل صافي (بدون إضافة)، والحالة الثانية مضاف إليه مخلفات من رصف مرن (عمره الخدمي كان 12 سنة) بنسبة 50% من وزن الركام. أستخدم اختبار الشد غير المباشر في هذه الدراسة. تم تنفيذ خلطات إسفلتية ساخنة ودافئة بركام صخري فقط وأخرى بركام مخلوط بمخلفات الرصف. [10].يعرض الشكل 4 نتائج الاختبار، والتي تبين إن كل العينات إنخفضت قوة الشد عندما تعرضت للغمر بالماء. كذلك تبين من نتائج مؤشر الرطوبة إن الخلطة الساخنة وكل الخلطات الدافئة قد تحسنت لديها مقاومة ضرر الماء عند استخدام مخلفات الرصف ما عدا الخلطة الدافئة بتقنية الإرغاء والتي كانت قيمتها 42.8% حيث تعد قيمة منخفضة مقارنة بالخلطات الأخرى. لوحظ تفوق الخلطة الإسفلتية بتقنية المواد الكيميائية على كل الخلطات في مقاومتها لضرر الماء سواء كانت الساخنة أو الخلطات الدافئة، حيث سجلت مؤشر لقوة الشد بمقدار 64.4% [10]. كانت نتائج هذه الدراسة متوافقة تماما مع نتائج دراسة تضمنت استخدام مخلفات الرصف المرن كركام بنسب 20،30 و40% من وزن الركام، حيث إزدادت قيمة مؤشر قوة الشد للخلطات الدافئة بتقنية المواد العضوية بعد استخدام مخلفات الرصف المرن لكل النسب المقترحة، مع إن الخلطة الدافئة بنسبة 40% من مخلفات الرصف كان لها المؤشر الأعلى لقوة الشد والذي يدل على مقاومة أحسن لضرر الماء [19]. كذلك توافقت نتائج الدراسة مع أخرى حيث يمكن الإطلاع على تفاصيلها من خلال قائمة المراجع [20-22].



شكل 4: نتائج اختبار الشد غير المباشر [10]

مزايا الخلطة الإسفلتية الدافئة و عيوبها

رصدت العديد من المزايا والعيوب للخلطة الإسفلتية الدافئة نتيجة لخفض درجة حرارة الخلط والدمك. نذكر منها التالى:

مزايا الخلطة الإسفلتية الدافئة

تم تطوير تقنية الخلطات الإسفلتية الدافئة عن طريق تخفيض درجة حرارة الخلط والدمك. فكانت الفائدة الأولى المتحصل عليها تمثلت في توفير الطاقة المطلوبة لعملية الإنتاج والرصف بالموقع. إستنادا إلى الدراسات السابقة فإن تخفيض استهلاك الوقود سيتوقف مباشرة على مقدار إنخفاض درجة الحرارة للخلط والدمك. وجد إن إنخفاض إستهلاك الطاقة في الخلطات الإسفلتية الدافئة سيؤدي إلى إنخفاض بمقدار يترأوح ما بين 60 إلى 80٪ من إستهلاك الطاقة المطلوبة للخلطات الإسفلتية الساخنة. أيضا، أدى تخفيض درجة الحرارة إلى الحد من إنبعاث المواد المتطايرة والغازات والتي يعتبر البعض منها ملوثات سامة تسأهم في تلوث البيئة مثل ثاني أكسيد الكربون وأكاسيد النيتروجين وثاني أكسيد الكبريت. الجدول 3 يوضح مدى إنخفاض إنبعاث بعض الغازات السامة مقارنة للخلطة الإسفلتية الساخنة التي تم تسجيلها في بعض الدول [23]. كذلك، فقد وجد إن هذه الملوثات ستعرض صحة العمال القائمين على أعمال الطرق للتدهور على المدى البعيد وخصوصا في أعمال الطرق بمواقع قليلة التهوئة مثل الإنفاق. الإنخفاض في إنبعاث المواد الملوثة يعتبر فائدة عظيمة للحد من التلوث البيئي. ولا ننسى إن هذه المواد المنبعثة تمثل جزءاً مهماً من مكونات البيتومين، وفي حال التحكم في معدل تطايرها، فإننا نقلل في الوقت نفسها من عملية التقادم على القصير وألتي تحدث في مرحلتي الإنتاج والدمك والتي بدورها تزيد من احتمالية التقليل من حدوث تشققات الكلال وإطالة عمر الرصف. بالإضافة إلى ما سبق، فقد وجد إنه عند استخدام مواد مضافة لتخفيض اللزوجة للخلطة الإسفلتية الدافئة، فإن الطاقة والوقت المطلوبة لعملية الدمك ستنخفض بشكل ملحوظ وهو يعتبر إضافة مهمة تضاف إلى خفض تكإليف المطلوبة للرصف [4-7].

عيوب الخلطة الإسفلتية الدافئة

استخدمت تقنية الخلطات الدافئة لإنتاج العديد من الخلطات الإسفلتية مثل الخلطة الإسفلتية ذات التدرج الكثيف، والخلطة الإسفلتية الناعمة، والخلطة الإسفلتية المسامية وغيرها. كذلك، قام العديد من البحاث باستخدام هذه التقنية لإنتاج خلطات تحتوي على ركام مستبدل (مخلفات بناء، خبث، مطاط عجلات المركبات وغيرها). عموما وعلى الرغم من المميزات المتحصل عليها والسابق ذكرها، فإن هناك ما يشغل بال البحاث واثار شكوكهم حول مستوى أداء الخلطة. تعتبر هذه التقنية حديثة التطبيق ومازالت عملية تقييمها تحت التجربة بالإضافة إلى العديد من الجوانب الخاصة بإنتاجها وتقييمها والتي أيضا لا تزال تحت التجربة. كذلك مازالت إجراءات وخطوات تصميم الخلطة الإسفلتية الدافئة تجرى بنفس الخطوات المتبعة للخلطات الإسفلتية الساخنة بالرغم من الاختلاف الواضح في عملية إختيار درجة حرارة الخلط والدمك والتي بدورها تؤدي إلى اختلاف سلوكها. و تجدر الإشارة هنا إلى إن عملية إختيار درجة الحرارة للخلط والدمك عملية تجريبية لا تخضع لمعايير وشروط محددة. عموما، كان تقييم مستوى أداء الخلطة أكثر جانب شد انتباه البحاث وذلك نتيجة للتأثير السلبي الناتج عن عملية تخفيض درجة الحرارة لخلط ودمك الخلطة، بالإضافة إلى المواد المضافة لتعديل لزوجة البيتومين. كان تقييم التخدد والرطوبة أكثر ما شد إهتمام البحاث لما لهما علاقة مباشرة بتخفيض درجة الحرارة ولزوجة البيتومين كما سبق الإشارة لهما في بند مستوى الأداء للخلطات الإسفلتية الدافئة. عموما، فإن استخدام بعض الإضافات كان لها تأثير جيد للرفع من مقأومة التخدد [11]، بالإضافة إلى الإضافات الخاصة بمضادات الانسلاخ (anti-striping) والتي زادت من مقأومة الخلطة لضرر الرطوبة حسب المتطلبات والمعايير المتبعة لبعض الاسدرات [18].

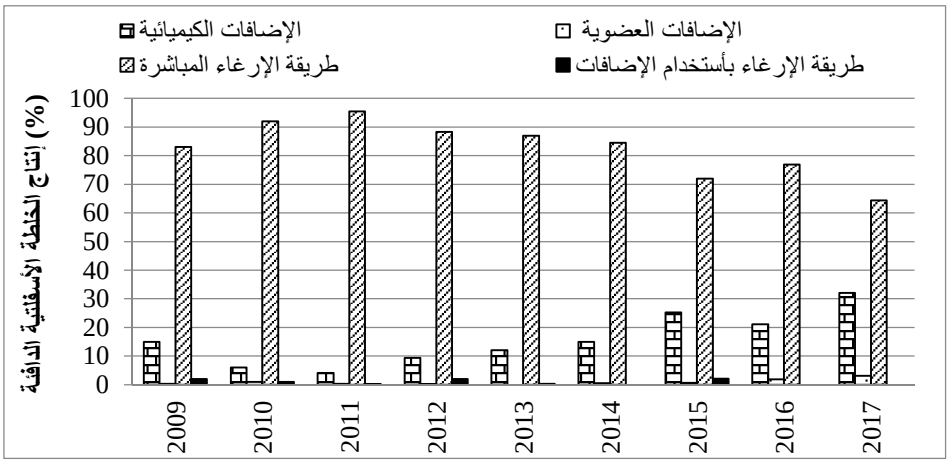
جدول 3: إنخفاض إنبعاث الغازات للخلطات الإسفلتية الدافئة [23]

الغازات	الرمز الكيميائي	إنخفاض الإنبعاث (%)			
		فرنسا	هولاندا	إيطإليا	النرويج
ثاني أكسيد الكربون	CO_2	23	30-15	40-30	31.5
ثاني أكسيد الكبريت	SO_2	18	-	35	-
أكاسيد النيتروجين	NO_X	18	-	70-60	61.5
أول أكسيد الكربون	CO	-	-	35-10	28.5
الغبار	-	-	-	55-25	54

تجارب حقلية

تم تنفيذ الخلطة الإسفلتية الدافئة في العديد من الدول المتقدمة. نبدأ بعرض بعض من هذه التجارب التي نفذت بالولايات المتحدة الأمريكية. في كإلىفورنيا وفي الفترة من 2007 إلى 2010 تم تنفيذ مجموعة من الطرق باستخدام التقنيات الثلاث كتجارب حقلية؛ لتقييم أداء الخلطة الإسفلتية الدافئة ومقارنتها بالخلطة الإسفلتية التقليدية. تجدر الإشارة هنا إلى ان الخلطة الإسفلتية كانت خلطة ذات تدرج مفتوح (Gap graded)، والمادة الرابطة المستخدمة كانت بيتومين معالج بالمطاط. إنخفضت درجات حرارة الخلط بمقدار من 20 إلى 40 م بالنسبة للخلطة التقليدية. استمرت عملية التقييم لمدة أربع سنوات، حيث لوحظ إن أداء معظم الطرق كان مرضياً. ومن جهة أخرى، فقد سجل ظهور لضرر التخدد في بداية العمر الخدمي للطريق نفذ بمدينة أورلاند [24].

في دراسة أخرى، حيث شمل التنفيذ التقنيات الثلاث لمجموعة من الطرق متوزعة على الولايات كتجارب حقلية. الشكل 5 يبين النسب المئوية لإنتاج الخلطة الإسفلتية الدافئة باستخدام التقنيات الثلاث، وكما هو موضح فقد وجد إنخفاض نسبي لإنتاج الخلطة بتقنية الإرغاء المباشر بعد سنة 2011، يقابلها زيادة ملحوظة في تنفيذ الخلطة الدافئة بتقنية الإضافات الكيميائية.وجد إن نسبة استخدام تقنية الإضافات العضوية وتقنية الإرغاء غير المباشرة كانت أقل من 5 % في الفترة ما بين 2009 و 2017 م [5].



شكل 5: الإضافات المستخدمة لإنتاج الخلطة الإسفلتية الدافئة في الولايات المتحدة الأمريكية [5]

في عام 2009، تم تنفيذ أول تجربة حقلية باستخدام الخلطة الإسفلتية في الهند، حيث بلغ طول الطريق 500 م وبعرض حارتين.استمر تنفيذ تجارب حقلية باستخدام التقنيات الثلاث بإشراف العديد من المؤسسات ذات العلاقة مثل هيئة تطوير البنية التحتية بولاية دلهي ومجلس أبحاث الطرق السريعة. استخدمت التقنيات الثلاث مع البيتومين المعالج بالبوليمر، والبيتومين المعالج بالمطاط في معظم التجارب. نتائج بعض التجارب الحقلية كانت مشجعة، ومع ذلك لازال العمل مستمراً لوضع صياغة واضحة للمواصفات التي تحدد الإرشادات الواجب اتباعها عند إنتاج الخلطة الدافئة، حيث تضم المواد المستخدمة والنسب المقترحة لها، مع تحديد درجات الخلط والدمك الملائمة لكل تقنية، والمواد المعالجة اللازم توفرها لمقاومة أضرار الرصف المتوقعة حسب متطلبات أي مشروع [25].

معظم التجارب الحقلية سابقة الذكر نفذت بعد نجاح العديد من التجارب التي أجريت بدول أوروبية، والتي كان أشهرها النرويج، وفرنسا، وإيطإليا وهولاندا. حيث كانت أول تجربة للتنفيذ الحقلي بسنة 1999م. بالرغم من اختلاف نتائج التقييم لأداء الرصف المنفذ بالخلطات الدافئة، فإن معظم البحاث وجه إهتمامه إلى كيفية تحسين الخواص الميكانيكية، ومحأولة الرفع من مقأومتها لظروف التحميل المرورية طول فترة الخدمة، وتأثير المناخ، خاصة درجات الحرارة المرتفعة كونها عاملاً من العوامل التي تزيد من ظهور مشكلة التخدد [3].

الاستنتاجات

اكتسبت تقنية الخلطات الإسفلتية الدافئة إهتمام العديد من البحاث في جميع أنحاء العالم، لما فيها من مزايا تخص البيئة والطاقة، بالإضافة إلى توفير ظروف عمل أكثر أمنا مقارنة بالخلطات الساخنة. إن الزيادة الملحوظة في تنفيذ العديد من الطرق بهذه التقنية في معظم الدول المتطورة هو خير دليل على إن الإتجاه الحإلى لصناع الطرق هو استخدام هذا النوع من الخلطات. على أي حال، لا زال العمل جارياً على تقييم الخلطات الدافئة بمختلف التقنيات وذلك بسبب

التنوع الواضح في المواد المستخدمة كإضافات. تستعرض هذه الورقة بعض أهم المعلومات التي تخص الخلطات الإسفلتية الدافئة:

1. الهدف الرئيسي لتطوير الخلطة الإسفلتية الدافئة كان لغرض المسأهمة في التقليل من التلوث البيئي الناتج من إنبعاث الغازات السامة، ومحأولة الحد من ظاهرة الإنحباس الحراري، إلى جانب محأولة الحد من إستهلاك الطاقة المطلوبة لخلط ودمك الخلطات الإسفلتية عند رصف الطرق.
2. ثلاث تقنيات أساسية تم تطويرها لإنتاج الخلطات الإسفلتية الدافئة، وهي تقنية تعتمد على إضافة المواد العضوية، تقنية تعتمد على إضافة المواد الكيميائية وتقنية الإرغاء بنوعيها المباشرة وغير المباشرة.
3. تصميم الخلطة الإسفلتية الدافئة يتم بنفس الإجراءات المنصوص عليها في طرق التصميم للخلطات الإسفلتية الساخنة، مع مراعاة المعايير المطلوبة للخواص الحجمية للخلطة كلا حسب الطريقة المعتمدة للتصميم ونوع الخلطة.
4. يجب اختبار درجات حرارة الخلط والدمك معمليا عند تصميم الخلطات الدافئة لكل التقنيات، وعند إختيار أي نسبة مقترحة للمواد المضافة.
5. التدرج الركامي كان له تأثير في الخواص الميكانيكية للخلطة الدافئة، خصوصا عند تقييم ضرر التخدد للخلطات.
6. أظهرت تقنية الخلطة الإسفلتية الدافئة نتائج متفأوتة فيما يخص اختبارات الأداء. كان الاختلاف نتيجة لتفأوت المواد المستخدمة لتقنية الخلطة الدافئة، والمواد الرابطة، بالإضافة إلى الركام.
7. نتائج الاختبارات المعملية لتقييم التخدد وضرر الرطوبة للخلطات الدافئة لم تكن مشجعة مقارنة بالخلطات الساخنة، عموما طرأ تحسن واضح ومقبول جدا عند استخدام مواد مضافة كالمطاط الطبيعي والبوليمر ومواد مقأومة للإنسلاخ للبيتومين.
8. وجد تحسن ملحوظ بشكل عام في أداء الخلطات الدافئة، وبشكل خاص في مقأومة التخدد وضرر الرطوبة عند إجراء إستبدال جزئي للركام بمخلفات الرصف المرن يصل إلى 50% في بعض الدراسات، كذلك عند إجراء إستبدال جزئي للركام بمخلفات مطاط عجلات المركبات. يعتبر هذا الإجراء أكثر الحلول مثإلة للتخلص من هذه المخلفات، وحل أمثل لأكثر الأضرار توقعا للخلطات الدافئة.

المراجع

1. Hunter, R.N., Self, A., and Read, J., 2015. The shell bitumen handbook. Sixth edition. Ice Publishing London, UK.
2. Nizamuddin, S., Y.J. Boom, and F. Giustozzi, 2021. Sustainable polymers from recycled waste plastics and their virgin counterparts as bitumen modifiers: A comprehensive review. Polymers, **13**(19): 3242.
3. Shiva Kumar, G. and S. Suresha, 2019. State of the art review on mix design and mechanical properties of warm mix asphalt. Road Materials and Pavement Design, **20**(7):1501-1524.
4. Behnood, A., 2020. A review of the warm mix asphalt (WMA) technologies: Effects on thermo-mechanical and rheological properties. Journal of Cleaner Production, **259**: 120817.
5. Cheraghian, G., et al., 2020. Warm mix asphalt technology: An up to date review. Journal of Cleaner Production 268 :122128.
6. Sukhija, M. and N. Saboo, 2021. A comprehensive review of warm mix asphalt mixtures-laboratory to field. Construction and Building Materials, **274**: 121781.
7. Diab, A., et al., 2016. Warm mix asphalt (WMA) technologies: Benefits and drawbacks—A literature review. Functional Pavement Design (October 14, 2016): 1145-1154.
8. Bairgi, B.K., et al., 2020. Comprehensive evaluation of rutting of warm-mix asphalt utilizing long-term pavement performance specific pavement studies. Transportation Research Record, 2674(7): 272-283.
9. Subagio, B.S., E.S. Hariyadi, I. Maha, 2022. The rutting resistance and resilient moduli of Pre-Vulcanized Liquid Natural Rubber modified asphaltic concrete in warm-mix temperature condition. Journal of Civil Engineering and Management, 28(3): 196–207.
10. Yousefi, A., Behnood, A., Nowruz, A., 2021. Performance evaluation of asphalt mixtures containing warm mix asphalt (WMA) additives and reclaimed asphalt pavement (RAP). Construction and Building Materials ,268 **:** 121200.
11. Du, Y., Chen, J., Han, Z., Liu, W., 2018. A review on solutions for improving rutting resistance of asphalt pavement and test methods. Construction and Building Materials, 168: 893-905.
12. Coleri, E., Harvey, J.,T., Yang, K., Boone, J.,M., 2013. Investigation of asphalt concrete rutting mechanisms by X-ray computed tomography imaging and micromechanical finite element modeling. Materials and structures, 46(6):1027-1043.

13. Ameri, M., Afshin, A., Shiraz, M.,E., Yazdipanah, F., 2020. Effect of wax-based warm mix additives on fatigue and rutting performance of crumb rubber modified asphalt. Construction and Building Materials, 262: 120882
14. Huang, J., Zhang, J., Ren, J., Chen, H., 2021. Anti-rutting performance of the damping asphalt mixtures (DAMs) made with a high content of asphalt rubber (AR). Construction and Building Materials, 271: 121878.
15. Yu, J., Yu, X., Gao, Z., Guo, F., Wang, D., Yu, H., 2018. Fatigue resistance characterization of warm asphalt rubber by multiple approaches. Applied Sciences, 8(9): 1495.
16. Yue, M., Yue, J., Wang, R., Xiong, Y., 2021. Evaluating the fatigue characteristics and healing potential of asphalt binder modified with Sasobit® and polymers using linear amplitude sweep test. Construction and Building Materials, 289: 123054
17. Paydar, A., A., Ameli, F., Poorheydari M., 2021. Experimental evaluation of the effect of Sasobit and Rheofalt Warm Mix Asphalt (WMA) additives on fatigue Performance of Reclaimed Asphalt pavement (RAP) mixtures. Journal of Transportation Research, 18(1): 19-34.
18. Xu, S., Xiao, F., Amirkhanian, S., Singh, D., 2017. Moisture characteristics of mixtures with warm mix asphalt technologies–A review. Construction and Building Materials, 142: 148-161.
19. Fakhri, M. Mottahed, A.,R., 2021. Improving moisture and fracture resistance of warm mix asphalt containing RAP and nanoclay additive. Construction and Building Materials, 272 : 12190.
20. Rahman, M.A., Ghabchi, R., Zaman, M., Ali, S.,A., 2021. Rutting and moisture-induced damage potential of foamed warm mix asphalt (WMA) containing RAP. Innovative Infrastructure Solutions, 6(3): 1-11.
21. Song, W., Huang, B., Shu, X., 2018. Influence of warm-mix asphalt technology and rejuvenator on performance of asphalt mixtures containing 50% reclaimed asphalt pavement. Journal of Cleaner Production, 192:191-198.
22. Goli, H. Latifi, M., 2020. Evaluation of the effect of moisture on behavior of warm mix asphalt (WMA) mixtures containing recycled asphalt pavement (RAP). Construction and Building Materials, 247: 118526.
23. D'Angelo, J., Harm, E., Bartoszek, J., Baumgardner, G., Corrigan,, C. M., J., Harman, T., Jamshidi, M., Jones, W., Newcomb,, , Sines, P ,D., Yeaton, B, 2008. Warm-Mix Asphalt: European Practice, in Federal Highway Administration (FHWA).
24. Wang, H., Liu, X., Apostolidis, P., Scarpas, T., 2018. Review of warm mix rubberized asphalt concrete: Towards a sustainable paving technology. Journal of cleaner production, 177: 302-314.
25. Lekhaz, D., S. Goutham, Saravanan, K., 2018. A Review on the Performance of Additives in Warm Mix Asphalt, in Urbanization Challenges in Emerging Economies: Resilience and Sustainability of Infrastructure. American Society of Civil Engineers Reston, 31-39.

تأثير استخدام الركام المعاد تدويره في الخلطات الإسفلتية

شريفة عبد السلام بن لشهر[1] ،عبد الباسط عبد الله التركي[2]
1 عضو هيئة تدريس / كلية الهندسة –جامعة طرابلس
2 عضو هيئة تدريس / كلية الهندسة –جامعة طرابلس

ملخص

منذ أعوام عدة ازداد الطلب بصورة كبيرة على استخدام الخرسانة المسلحة في ليبيا للبناء، فأصبحت الخرسانة هى مادة البناء الرئيسية لأكثر المباني وفي منتصف العقد الماضي تزايدت حركة هدم وإعادة إعمار المباني مما أدى إلى تراكم كميات كبيرة من المخلفات التي تشكل الخرسانة جزءا كبيرا منها فأصبح ذلك تحديا جديدا للبيئة المحلية، بالإضافة إلى ذلك فإن الحركة العمرانية المستمرة و إنشاء وصيانة الطرق بليبيا يمثل طلبا متزايدا على الركام مما أدى إلى ازدياد حركة التنقيب عن الصخور في المحاجر المحلية فأصبح ذلك تحديا أخر للبيئة و الموارد المحلية .

تهدف هذه الورقة إلى دراسة إمكانية استخدام الركام المعاد تدويره من المخلفات الخرسانية ، وذلك لتحسين أداء الخلطة الإسفلتية ، حيث أظهرت أبحاث عديدة جدوى استخدامه.

اشتملت الدراسة على استخدام بيتومين (60- 70) وركام معاد تدويره مستخرج من المخلفات ، وبنسب (25-50-75-100)% من ركام الخلطة.

وتم تصميم الخلطة بطريقة مارشال وتم تحديد الخواص الحجمية للعينات و أجريت عليها الاختبارات المعملية (الثبات – الانسياب) حيث أظهرت نتائج الاختبارات زيادة في قيم الثبات ونقصان في الانسياب مقارنة بالخلطة العادية وبذلك امكانية استخدام ركام المخلفات الخرسانية في الخلطات الإسفلتية و المسأهمة في المحافظة على البيئة من أثار هذه المخلفات و خفض تكإليف النظافة البيئية .

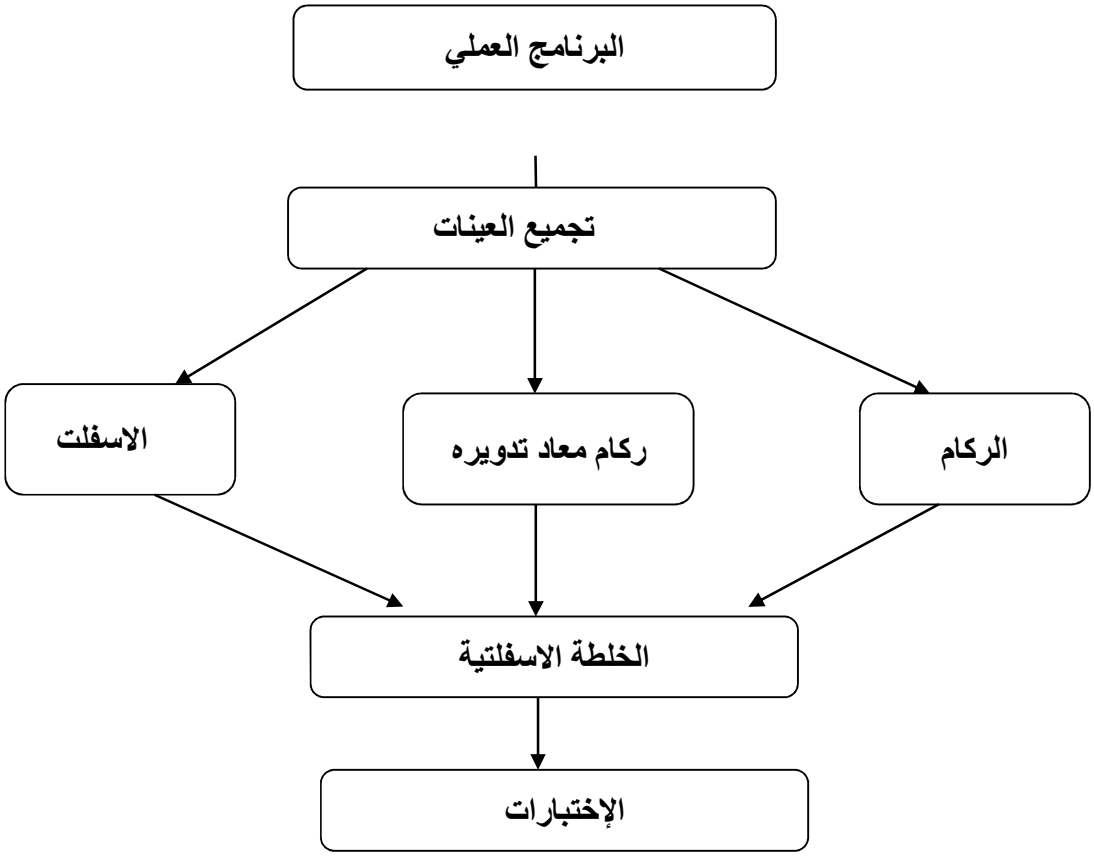
كلمات دالة: الخلطات الإسفلتية، إعادة التدوير، البيئة، تحسين أداء الخلطة.

مقدمة

منذ عدة أعوام ازداد الطلب بصورة كبيرة على استخدام الخرسانة المسلحة في ليبيا للبناء، وكان ذلك مصاحبا لازدياد تصدير النفط والنمو الاقتصادي للدولة، فأصبحت الخرسانة هى مادة البناء الرئيسية لأكثر المباني وفي منتصف العقد الماضي تزايدت حركة هدم وإعادة إعمار المباني مما أدى إلى تراكم كميات كبيرة من المخلفات التي تشكل الخرسانة جزءا كبيرا منها فأصبح ذلك تحديا جديدا للبيئة المحلية، بالإضافة إلى ذلك فإن الحركة العمرانية المستمرة و إنشاء وصيانة الطرق بليبيا يمثل طلبا متزايدا على الركام مما أدى إلى ازدياد حركة التنقيب عن الصخور في المحاجر المحلية فأصبح ذلك تحديا أخر للبيئة و الموارد المحلية .

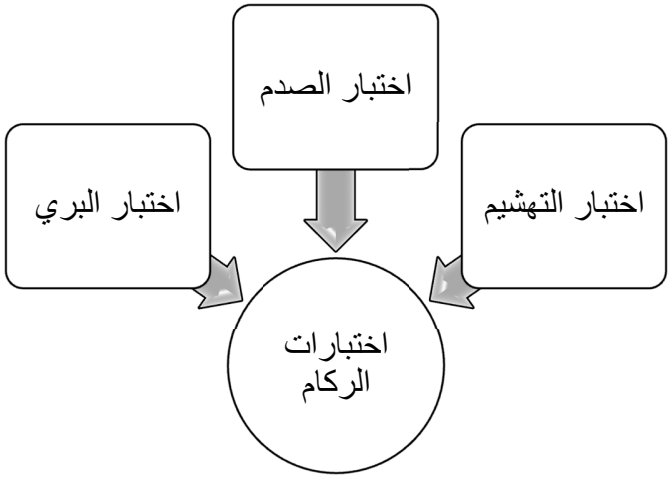
الخلطة الإسفلتية عبارة عن كتلة متماسكة من الركام المتدرج المغلف بالإسفلت العادي أو المعدل, تتخللها فراغات هوائية, تستعمل في رصف أسطح الطرق و المطارات و المواقف و الساحات الصناعية و الميادين و يشكل الركام عناصر الهيكل الإنشائي للخلطة أما الإسفلت فيربط العناصر ببعضها ، وعليه فإن هذه الورقة ستختص بدراسة استخدام الركام المعاد تدويره (المخلفات الخرسانية) وتأثيره على الخلطات الإسفلتية.[1]

البرنامج العملي



اختبارات الركام

الاختبارات التي تم إجراؤها على الركام هي اختبار التهشيم ، واختبار الصدم، واختبار البري (لوس انجلوس)، ونسبة الامتصاص. والجدول 1 يبين نتائج الاختبارات التي أجريت على الركام حيث كانت قيم كل الاختبارات ضمن المواصفات المسموح بها للطبقة السطحية المستخدمة في الرصف.[4]

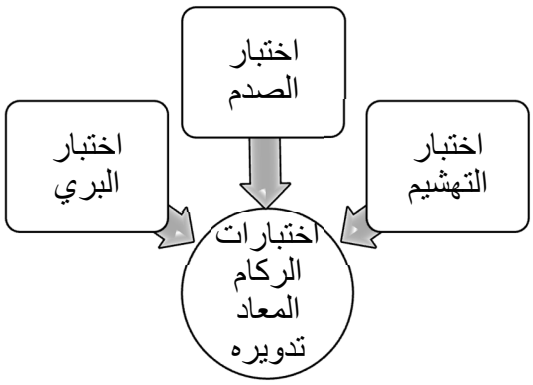


جدول 1: نتائج اختبارات الركام

الاختبار	النتائج	المواصفة	حدود المواصفة
التهشيم	%21.11	BS 812:P110	%30 >
الصدم	%19.12	BS 812:P112	%30 >
لوس انجلوس	%19.80	AASHTO T 96 , ASTM C 131	%30 >
نسبة الامتصاص	%1.16	BS P2:75 ASTM C127:84	

اختبارات الركام المعاد تدويره

الاختبارات التي تم إجراؤها على الركام المعاد تدويره هي اختبار التهشيم ،و اختبار الصدم، واختبار البري (لوس انجلوس)، ونسبة الامتصاص. والجدول 2 يبين نتائج الاختبارات التي أجريت على الركام المعاد تدويره.

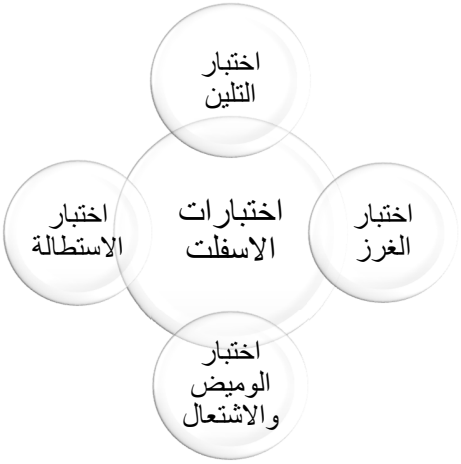


جدول 2: نتائج اختبارات الركام المعاد تدويره

الاختبار	النتائج	المواصفة	حدود المواصفة
التهشيم	%27.06	BS 812:P110	%30 >
الصدم	%26.0	BS 812:P112	%30 >
لوس انجلوس	%26.84	AASHTO T 96 , ASTM C 131	%30 >
نسبة الامتصاص	%2.76	BS P2:75 ASTM C127:84	

اختبارات الإسفلت

أجريت اختبارات هي اختبار الغرز، واختبار تعيين نقطة التلين، واختبار تعيين نقطة الوميض والإشتعال، واختبار الإستطالة على الإسفلت. والجدول 3 يبين نتائج الاختبارات التي تم إجراؤها وقد كانت هذه النتائج المتحصل عليها ضمن حدود المواصفات المسموح بها.[5]



جدول 3: نتائج اختبارات الإسفلت

الاختبار	**النتائج**	**المواصفة**	**حدود المواصفة**
الغرز	67 مم	AASHTO T49	60 – 70 مم
نقطة التلين	46.2 مْ	AASHTO T53	44 – 57 مْ
الوميض والاشتعال	255 مْ 280 مْ	AASHO M20 – 70	>180 م >240 م
الاستطالة	87 سم	AASHTO T51	> 50 سم

اختبارات الخلطة الإسفلتية

تم إجراء اختبار الثبات ، والانسياب ، وتحديد مؤشر مارشال على الخلطة الإسفلتية ، وقد تم التحصل على الخواص الهندسية للعينات المجهزة مثل، كثافة مارشال، ونسبة الفراغات الهوائية ، وكثافة الركام المدموك ، ونسبة الفراغات في الركام المعدني ،و نسبة الفراغات في الخلطة الإسفلتية، والجدول 4 يوضح المعايير الخاصة بالتصميم بطريقة مارشال لرصف الطرق.

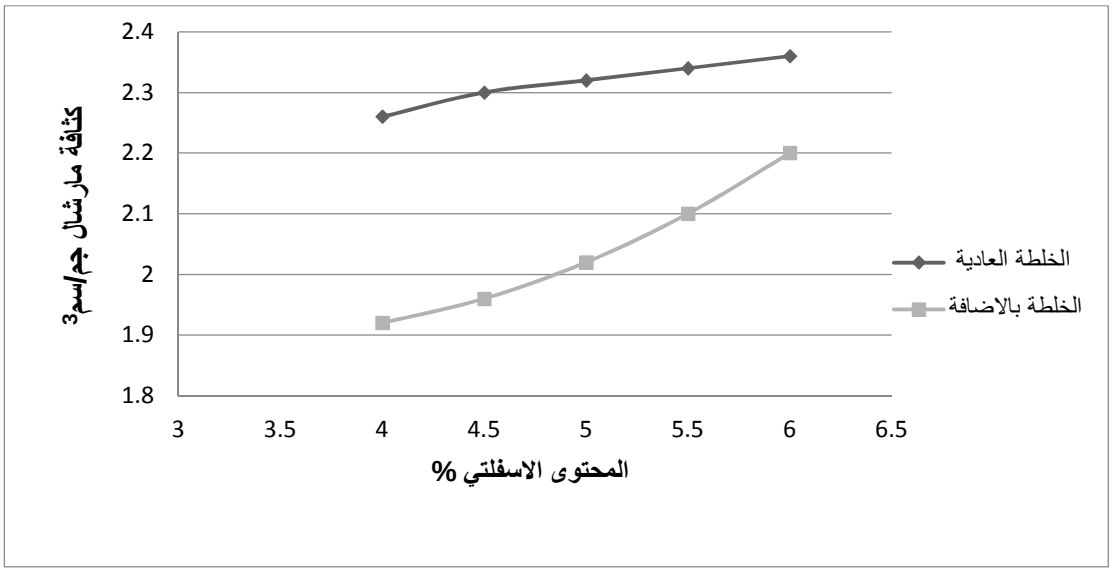
جدول 4: المعايير الخاصة بالتصميم بطريقة مارشال لرصف الطرق

معايير الخلطة	تصنيف المرور		
	خفيف	**متوسط**	**ثقيل**
الحد الأدنى لثبات مارشال (كن)	3.3	5.3	8.0
الانسياب (مم)	4.5-2.0	4.0-2.0	3.5-2.0
الفراغات الهوائية (%)	5.0-3.0	5.0-3.0	5.0-3.0
الفراغات في الركام المعدني	الحجم الأقصى للركام (مم)		الحد الأدنى للفراغات الركامية (%)
	25		13
	19		14
	12.5		15
	9.5		16
	4.75		18
	2.36		21
	1.18		23.5

عرض النتائج للخلطة العادية و بالإضافة ومناقشتها

كثافة مارشال

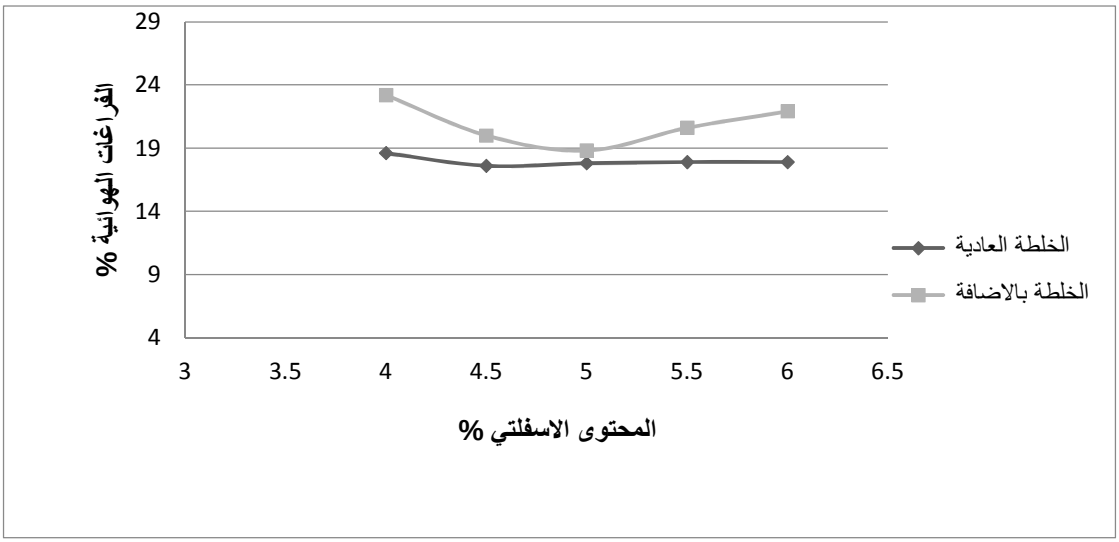
بشكل عام نلاحظ أنه كلما ازداد المحتوى الإسفلتي زادت الكثافة، وعند إضافة ركام المخلفات فإن قيم الكثافة انخفضت كما هو موضح بالشكل 1، السبب الرئيسي الذي أدى إلى انخفاض الكثافة عند إضافة الركام المعاد تدويره هو إمتصاص الإسمنت الملتصق و المغلف لحبيبات الركام للإسفلت.



شكل 1: العلاقة بين المحتوى الإسفلتي وكثافة مارشال للخلطة العادية وللخلطة بالإضافة

نسبة الفراغات الهوائية

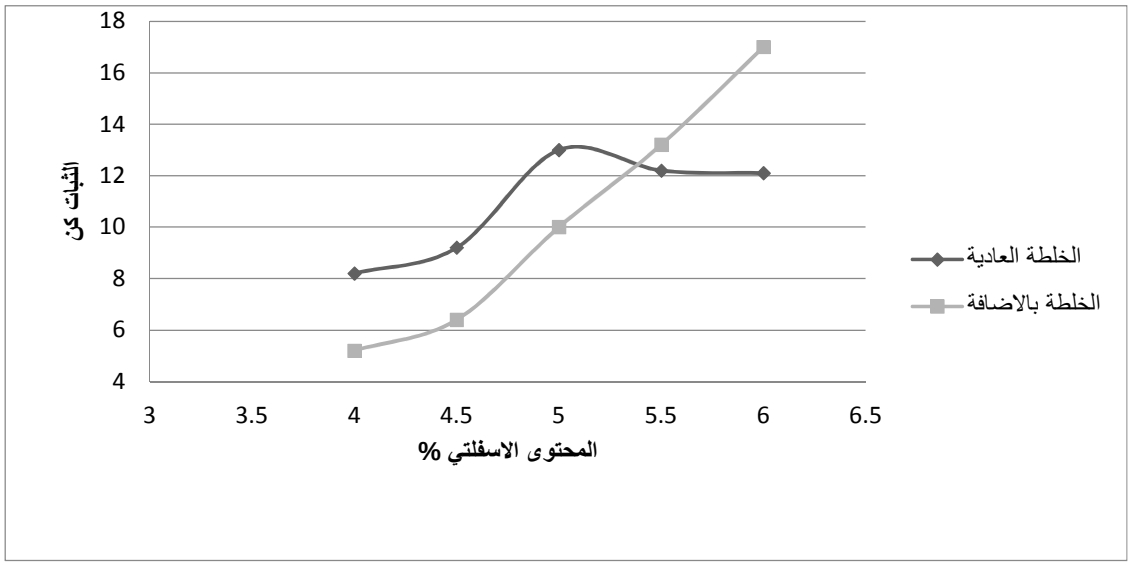
نسبة الفراغات تزايدت في الإضافة في كل نسب الإسفلت و السبب يرجع إلى نسبة الامتصاص العالية للمخلفات كما هو موضح في الشكل 2.



شكل 2: العلاقة بين المحتوى الإسفلتي والفراغات الهوائية للخلطة العادية والخلطة بالإضافة

الثبات

يزداد ثبات مارشال للعينات العادية بزيادة المحتوى الإسفلتي وعند إضافة المخلفات الخرسانية حدث ارتفاع متدرج في قيم الثبات المسجلة كما هو موضح بالشكل 3.



شكل 3: العلاقة بين المحتوى الإسفلتي والثبات للخلطة العادية والخلطة بالإضافة

المحتوى الإسفلتي الأمثل (*OBC%*)

يتم تحديد نسبة الإسفلت التي تحقق أعلى كثافة وأعلى ثبات (قوة) وفراغات هوائية عند منتصف المواصفات. أي إذا كانت المواصفات للفراغات الهوائية(3 – 5)% تكون النقطة التي يتم تحديد نسبة الإسفلت عندها لشكل الفراغات الهوائية 4% ،ونأخذ متوسط القراءات الثلاث وتكون هذه القيمة هي المحتوى الإسفلتي الامثل للخلطة الإسفلتية.من نتائج العلاقات السابقة استنتجنا قيمة المحتوى الإسفلتي الامثل بدلالة الثبات والكثافة، ونسبة الفراغات .والجدول 5، 6 يوضح قيمة المحتوى الإسفلتي الأمثل للخلطة العادية و بالإضافة على التوإلى.

جدول 5: يوضح قيمة المحتوى الإسفلتي الأمثل للخلطة العادية

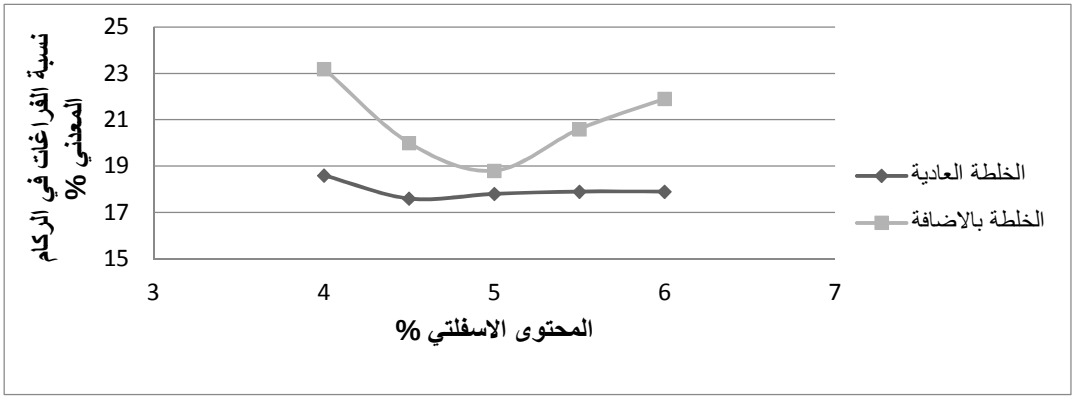
الخاصية	النتائج	المحتوى الإسفلتي الأمثل %
الكثافة	2.330 جم/سم^3	% 5.6
نسبة الفراغات الهوائية	% 4.8	%6
الثبات	13.0 كن	% 5.1
متوسط المحتوى الإسفلتي الأمثل%		%5.56

جدول 6: يوضح قيمة المحتوى الإسفلتي الأمثل للخلطة بالإضافة

الخاصية	النتائج	المحتوى الإسفلتي الأمثل %
الكثافة	2.196 جم/سم^3	% 6
نسبة الفراغات الهوائية	% 6.7	% 6
الثبات	16.78 كن	% 6
متوسط المحتوى الإسفلتي الأمثل%		% 6

نسبة الفراغات في الركام المعدني

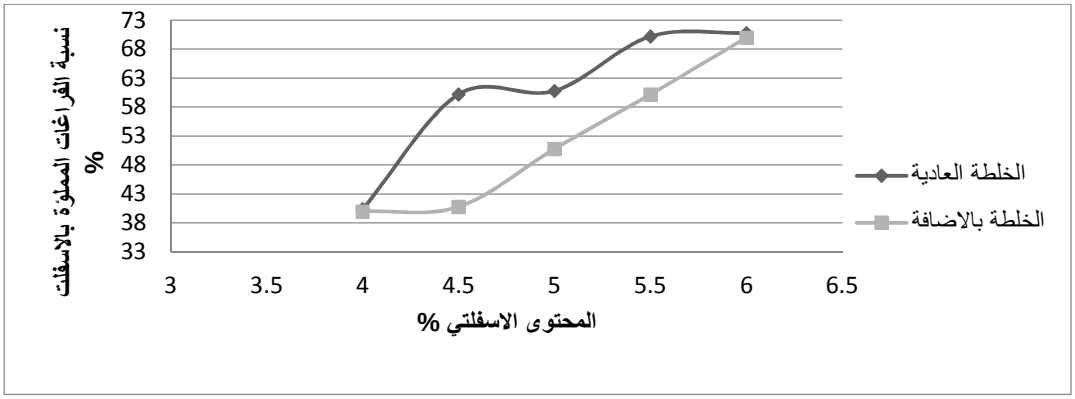
تعتبرالفراغات في الركام المعدني من أهم الخواص التي تؤخذ في الاعتبار عند تصميم الخلطة الإسفلتية، ونلاحظ من النتائج التي تحصلنا عليها أن قيم الفراغات في الركام المعدني عند الإضافة كانت أعلى من العينة التي بدون إضافة كما موضح بالشكل 4.



شكل 4: العلاقة بين المحتوى الإسفلتي و الفراغات في الركام المعدني للخلطة العادية والخلطة بالإضافة

نسبة الفراغات المملوءة بالإسفلت

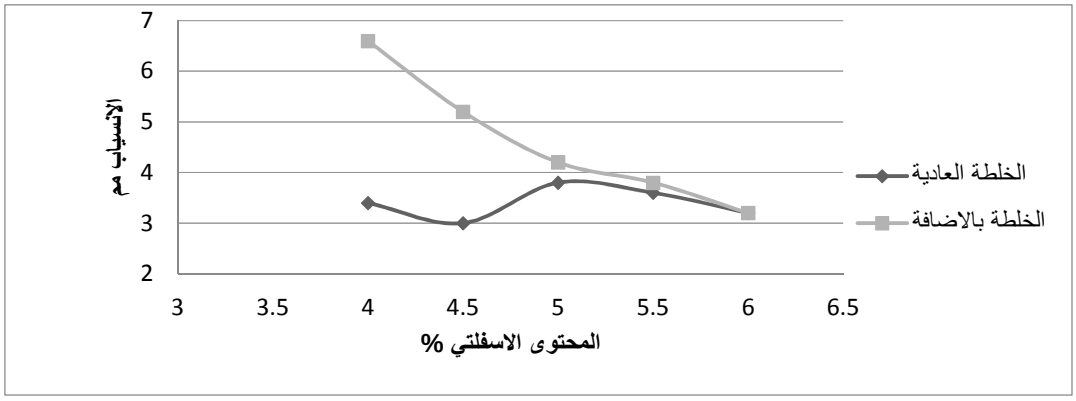
تزداد نسبة الفراغات المملوءة بالإسفلت تدريجيا بزيادة المحتوى الإسفلتي بعينة مارشال للخلطة العادية، وعند إضافة المخلفات الخرسانية أدت إلى انخفاض نسبة الفراغات المملوءة بالإسفلت كما هو موضح بالشكل 5.



شكل 5: العلاقة بين المحتوى الإسفلتي و الفراغات المملؤة بالإسفلت للخلطة العادية ةالخلطة بالإضافة

الانسياب

تعطي قيمة الانسياب مارشال فكرة عن الإزاحة التي للخلطة الإسفلتية نتيجة تأثير الاحمال المسلطة عليها، ونلاحظ عند إضافة الركام المعاد تدويره للخلطة حدث انخفاض لقيم الانسياب و الشكل 6 يوضح قيم اختبار الانسياب.



شكل 6: العلاقة بين المحتوى الاسفلتي و الانسياب للخلطة العادية و الخلطة بالإضافة

الاستنتاجات

تأثرت خواص مارشال للخلطة الإسفلتية عند إضافة المخلفات الخرسانية (الركام المعاد تدويره) من حيث :

1. تقل كثافة مارشال عند إضافة المخلفات الخرسانية وذلك بسبب الامتصاص العالية للركام نتيجة الإسمنت الملتصق به.
2. ازدادت نسبة الفراغات الهوائية عند إضافة المخلفات مقارنة بالخلطة العادية وذلك لقلة المحتوى الإسفلتي و امتصاص المخلفات له.
3. يزداد الثبات عند إضافة الركام المعاد تدويره نسبيا مقارنة بالخلطة العادية.
4. قلت نسبة الفراغات المملوءة بالإسفلت عند الإضافة مقارنة بالخلطة العادية.

5. انخفضت قيمة الانسياب انخفاضاً ملحوظاً عند نسبة RCA 25% مقارنة بالخلطة العادية عند المحتوى الامثل وكذلك عند نسبة RCA 50% و بمحتوى 6%.

المراجع

1. The Asphalt institute: (Mix Design Methods for Asphalt Concrete and other Hot-Mix types), 1988.
2. Tikrit Journal WWW.tj-es.com
3. Al- Qadisiya Journal For Engineering Sciences WWW.QJ-es.net.
4. AASHTO Designation: T51-74, Standard Specification for Highway Materials and Methods of Sampling and testing, part 2. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC (1993).
5. AASHTO Designation: T49-74, standard specification for Highway Materials and Methods of Sampling and testing, part 2. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC (1993).
6. العراقية (المجلات الأكاديمية العلمية) www.iasj.net

دراسة الخواص الفيزيائية للبيتومين والخواص الميكانيكية للخلطات الإسفلتية الدافئة المحتوية على الاضافات العضوية RH-WMA

بشير معمر أبورأوي
عضو هيئة تدريس، قسم الهندسة المدنية، كلية الهندسة الخمس، جامعة المرقب

ملخص

يمكن تعريف التنمية المستدامة على أنها التنمية التي تلبي احتياجات الحاضر دون المساس بقدرة الأجيال القادمة على تلبية احتياجاتهم الخاصة. وبالتإلى يمكن تعريف إنشاء الرصف المستدام على أنه الاستخدام الأمثل للموارد الطبيعية لتفيذ الرصف. وهناك وسيلتان لتحسين استدامة الرصف هما تقليل استهلاك الطاقة أثناء الإنشاء والاستخدام الفعال للمواد لتنفيذ الرصف والتقليل من النفايات. حيث تعتبر خلطات الإسفلت الساخنة التقليدية هي المادة الأساسية المستخدمة في الرصف في العقود الماضية. وفي الأونة الأخيرة مقارنة بخلطات الإسفلت الساخنة التقليدية أظهرت خلطات الإسفلت الدافئة إمكانيات كبيرة وقدمت مزايا لم يتم توفرها في الخلطات الساخنة حيث يمكن إنتاج خلطات الإسفلت الدافئة في درجات حرارة أقل من تلك التي تستخدم في إنتاج الخلطات الساخنة دون التأثير على أداء الرصف. وتستخدم مواد إضافية للتقليل من لزوجة البيتومين، وبالتإلى يمكن تخفيض درجات حرارة الإنتاج (الخلط والدمك) مقارنة بخلطات الإسفلت الساخنة التقليدية. على الرغم من أن كلاً من خلطات الإسفلت الساخنة والدافئة يتكونان من نفس المواد فإن خلطات الإسفلت الدافئة تشتمل على مادة مضافة مثل الإضافات العضوية. أحد هذه الإضافات المستخدمة لإنتاج خلطات الإسفلت الدافئة هو نوع من الشمع يسمى RH-WMA. في هذه الدراسة سيتم دراسة تأثير هذه المادة على الخواص الفيزيائية للبيتومين نوع 60/70 ونوع 80/100 مع RH-WMA بنسب مختلفة و بدونهأوسيتم دراسة تأثير محتوى RH-WMA ودرجات حرارة الإنتاج (الخلط والدمك) باستخدام اختبار الشد غير المباشر واختبار المرونة على أداء الخلطات. وللتحقيق والحصول على نتائج تم تعريض عينات البيتومين لاختبار الغرز واختبار تحديد نقطة التلين واختبار اللزوجة. وتشير النتائج إلى أن قيمة الغرز ودرجة التلين زادت بزيادة نسبة RH-WMA وانخفضت اللزوجة بزيادة RH-WMA لكل من النوعين من البيتومين.

كلمات دالة: خلطات الإسفلت الدافئة، الإضافات العضوية، اللزوجة، درجات حرارة الإنتاج، اختبار الشد غير المباشر.

مقدمة

يمكن تعريف التنمية المستدامة على أنها "التنمية التي تلبي احتياجات الحاضر دون المساس بقدرة الأجيال القادمة على تلبية احتياجاتهم الخاصة" [1]. وبالتإلى يمكن تعريف إنشاء الرصف المستدام على أنه الاستخدام الأمثل للموارد الطبيعية. وهناك وسيلتان لتحسين استدامة الرصف هما تقليل استهلاك الطاقة أثناء الإنشاء والاستخدام الفعال لمواد الرصف لتقليل النفايات. يتم استهلاك معظم الطاقة في أعمال الرصف بالإسفلت أثناء تجفيف الركام وخلط البيتومين لإنتاج الخلطات الإسفلتية. وهنالك تقنيات جديدة لتقليل استهلاك الطاقة لإنتاج الخلطات الإسفلتية إحدى هذه التقنيات هي خلطات الإسفلت الدافئة. وأحد المواد المضافة المستخدمة لإنتاج خلطات الإسفلت الدافئة هو نوع من الشمع يسمى RH-WMA. ويمكن إنتاج خلطات الإسفلت الدافئة ودمكها في درجات حرارة أقل من التي تستخدم في خلطات الإسفلت الساخنة التقليدية. حيث يمكن خلط الركام مع البيتومين لإنتاج خلطات إسفلتية دافئة في درجات حرارة تتراوح من 100 درجة مئوية إلى 140 درجة مئوية مقارنة بدرجات حرارة الخلط من 150 درجة مئوية إلى 180 درجة مئوية لـخلطات الإسفلت الساخنة التقليدية [2 ,3].بالمقارنة مع خلطات الإسفلت الساخنة يمكن لتقنية خلطات الإسفلت الدافئة أن تقلل بشكل كبير درجات حرارة الخلط لخليط الإسفلت بمقدار 20 درجة مئوية إلى 30 درجة مئوية [5,4]. تشمل مزايا خلطات الإسفلت الدافئة تقليل الانبعاثات وتحسين ظروف العمل بسبب عدم وجود غازات ضارة وانخفاض استهلاك الطاقة. ووجد ان تقنية الخلطات الدافئة أكثر ملاءمة للرصف في الطقس البارد وامكانية استخدامها في إعادة التدوير مع نسبة عالية من الرصف الإسفلتي المعاد تدويره[3].

غالبا ما يشار إلى الخلطات الإسفلتية باسم خلطات الإسفلت الساخنة نظرا لارتفاع درجات حرارة إنتاجها بين 150 درجة مئوية إلى 180 درجة مئوية [6]. ويتم استخدام خلطات الإسفلت الساخنة كمادة رصف أولية والتي تتكون من مواد رابطة البيتومين والركام التي يتم تسخينها وخلطها معا. وتعتبر المصادر الأولية للانبعاثات في مصانع إنتاج الخلطات الإسفلتية هي من الخلاطات التي تنبعث منها الجسيمات مثل الغبار والدخان وبخار العادم والملوثات الغازية الأخرى. بعض المصادر الأخرى للانبعاثات الموجودة في مصنع إنتاج الخلطات الإسفلتية هي صوامع التخزين وعمليات تحميل الشاحنات وخزانات تخزين البيتومين والناقلات والمخزونات.

عادة يتم تصنيف الانبعاثات من خلطات الإسفلت الساخنة إلى فئتين رئيسيتين الانبعاثات المرئية والانبعاثات غير المرئية.والانبعاثات غير المرئية هي الانبعاثات التي تتكون أساسا من مركبات عضوية متطايرة غير قابلة للتكثيف. ولتقليل الانبعاثات من مصانع إنتاج الخلطات الإسفلتية تحأول صناعة الخلطات الإسفلتية باستمرار تقليل درجات حرارة الخلط والدمك للخلطات دون التأثير بشكل كبير على خصائص هذه الخلطات. ويتم إجراء التجارب في صناعة الخلطات الإسفلتية باستخدام خلطات الإسفلت الدافئة لتقليل متطلبات الطاقة والفوائد البيئية.

في الأونة الأخيرة قامت صناعة الخلطات الإسفلتية باختبار خلطات الإسفلت الدافئة كوسيلة لتقليل درجات حرارة الخلط والدمك للخلطات الإسفلتية. حيث يتم خلط خلطات الإسفلت الدافئة عند درجات حرارة أقل من خلطات الإسفلت الساخنة التقليدية [8,7]. وعادة ما تتراوح درجات حرارة الخلط لخلطات الإسفلت الدافئة من 100 إلى 140 درجة مئوية مقارنة بدرجات حرارة الخلط للخلطات الساخنة من 150 إلى 180 درجة مئوية [3,2]. في السنوات الأخيرة اكتسبت خلطات الإسفلت الدافئة شعبية كبيرة حيث أدى ارتفاع أسعار الطاقة وزيادة الاحتباس الحراري والأنظمة البيئية الأكثر صرامة إلى الاهتمام بتقنيات خلطات الإسفلت الدافئة كوسيلة لتقليل استهلاك الطاقة والانبعاثات المرتبطة بـخلطات الإسفلت الساخنة. ويمكن تصنيف الخلطات الإسفلتية حسب درجة حرارة الإنتاج المستخدمة لإنتاجها كالتالي:

1. خلطات الإسفلت الباردة (Cold Mix Asphalt) (CMA) المنتجة عند درجة حرارة أقل من 60 درجة مئوية.
2. خلطات الإسفلت النصف دافئة (Half Warm Mix Asphalt) (HWMA) المنتجة في درجة حرارة أقل من 100 درجة مئوية عادة عند 70-95 درجة مئوية.
3. خلطات الإسفلت الدافئة (Warm Mix Asphalt) (WMA) المنتجة في درجات حرارة تتراوح بين 110و140 درجة مئوية.
4. خلطات الإسفلت الساخنة (Hot Mix Asphalt) (HMA) المنتجة في درجات حرارة تتراوح من 150 إلى 180 درجة مئوية [10,9].

يرجع تاريخ إنتاج خلطات الإسفلت الرغوية إلى عام 1928عندما تم تسجيل براءة اختراع أول نظام بيتومين رغوي وكانت طريقة لتثبيت التربة وبعد ذلك تم توسيع التكنولوجيا لتثبيت قواعد الطرق. منذ ذلك الحين تم إجراء العديد من التحسينات بحيث يتم استخدام الإسفلت الرغوي حإلىا في العديد من البلدان [11]. تنتج عملية الرغوة عموما فقاعات بخار صغيرة داخل البيتومين مما يؤدي إلى زيادة حجم مادة البيتومين مما يؤدي إلى انخفاض لزوجة القص العالية. والشكل 1 يوضح تقنية الإسفلت الرغوي المستخدم في الرصف الدافئ.

المضافات الكيميائية هي نوع آخر من مضافات خلطات الإسفلت الدافئة التي تتكون من مجموعة من عوامل تؤثر على تقوية العوامل المانعة للتجريد وتختلف إلىات تقليل درجة حرارة هذا المنتج عن تأثيرات الرغوة وتقليل اللزوجة. الإضافات الكيميائية حسنت تغليف حبيبات الركام أثناء الخلط وحسنت التشغيلية وقابلية الدمك في درجات حرارة منخفضة [12]. قابلية التشغيل عرفت على أنها سهولة التعامل مع الخلطة الإسفلتية أثناء الفرش والدمك. ومن المعروف أن الخلطات الإسفلتية ذات القابلية العالية للتشغيل لديها قابلية دمك أعلى [13].

شكل 1: تقنيات الإسفلت الرغوي

الطريقة الثالثة هي استخدام الإضافات العضوية ويتم ذلك عن طريق إضافة شمع عضوي إلى البيتومين أو مزجه مع الخلطات الإسفلتية مما يقلل من لزوجة البيتومين. عندما يبرد البيتومين تتبلور المادة المضافة وتشكل بنية شبكية من الجزيئات المجهرية مما يزيد من صلابة البيتومين ومقأومتها للتشوه. يتكون هذا النوع من المواد المضافة بشكل عام من سلسلة طويلة من ذرات الهيدروكربون والتي تكون صلبة في درجة حرارة الغرفة ولها نقطة انصهار بشكل عام حوإلى 100 درجة مئوية [14]. يتم إضافة الإضافات العضوية إلى المادة الرابطة لتقليل لزوجتها. ويوضح الشكل 2 بعضاً من الإضافات المستخدمة في إنتاج خلطات الإسفلت الدافئة.

Sasobit® ***Rediset***

الإضافات العضوية

Cecabase RT ***Evotherm®***

الإضافات الكيميائية

شكل 2: بعض من التقنيات والإضافات المستخدمة في إنتاج خلطات الإسفلت الدافئة

وتتكون هذه الأنواع من الإضافات عادة من هيدروكربونات البارافيني. والبارافين غير القابلة للذوبان بشكل عام تذوب في البيتومين في درجات الحرارة بين 80 درجة مئوية إلى 120 درجة مئوية. عندما تذوب في المواد اللاصقة فإنها تؤدي إلى انخفاض كبير في اللزوجة. على عكس المشبعة التي تحدث بشكل طبيعي في المادة الرابطة فإن البارافين المضاف عبارة عن هيدروكربونات طويلة السلسلة لا تؤثر سلبا على خصائص المادة الرابطة الأساسية. إن تأثيرات إضافة الشمع قد تختلف تبعا لنوع البيتومين. وأفاد أيضا أنه على الرغم من تقليل درجة حرارة الإنتاج بمقدار

30 إلى 50 درجة مئوية فإن أداء خلطات الإسفلت الدافئة من حيث مقأومة التخدد والتعب لا يزال مشابها لخلطات الإسفلت الساخنة التقليدية. وتشمل المزايا الواضحة لخلطات الإسفلت الدافئ على التنقل المحسن وخفض الانبعاثات وتحسين البيئة الصحية لطاقم الرصف والمهندسين والجمهور وفتح المرور المبكر وتمديد فترة الرصف [15].

يمكن أن تؤدي درجات حرارة الإنتاج المنخفضة إلى عدم التجفيف الكامل للركام ،وقد يتسبب الماء المتبقي والمحبوس في الركام في تقليل قوة التصاق البيتومين مع حبيبات والركام، وبالتإلى تقليل قوة تماسك الخلطات الإسفلتية مسببا أضرار ما يسمى بأضرار الرطوبة [2].

لسنوات عديدة كانت خلطات الإسفلت الساخنة تسود لإنشاء الطرق في جميع أنحاء العالم. ويمكن أن يعزى هذا بسبب شعبيتها لسهولة إنتاجها، ومع ذلك فإن إنتاجها يتطلب درجة حرارة عإلية. عيب آخر لخلطات الإسفلت الساخنة في بناء الطرق هو أن درجات الحرارة المرتفعة المطلوبة للحفاظ على الخلطات الساخنة أدت إلى استهلاك ضخم للموارد وخاصة الطاقة ويؤدي هذا إلى زيادة تكلفة إنشاء الرصف. يمكن أن يؤدي استخدام خلطات الإسفلت الدافئة إلى جعل بناء الطرق أكثر كفاءة وأرخص وأنظف. وعلى الرغم من أن كلاً من خلطات الإسفلت الساخنة وخلطات الإسفلت الدافئة يتكونان من نفس المواد فإن الأخير يشتمل على مادة مضافة مثل الإضافات العضوية. حيث تساعد المضافات العضوية على تقليل لزوجة الخلطة من خلال السماح بإنتاجها ورصفها عند درجة حرارة أقل بكثير من خلطات الإسفلت الساخنة.

ومع ذلك فإن تحضير الخلطات عند درجة حرارة منخفضة يؤدي إلى مشكلة التجريد. وبالتإلى فإن الخلطات المنتجة باستخدام إضافات خلطات الإسفلت الدافئة تكون أكثر عرضة للتلف والتلف الناتج عن الرطوبة. بسبب تسخينها وتجفيفها في درجات حرارة منخفضة حيث لا يتم إزالة الرطوبة بشكل كامل من الركام.

المواد وطريقة العمل

المواد

تم استخدام نوعين من البيتومين حسب درجة الغرز 70/60 و100/80 ومادة عضوية مضافة وهي مادة RH-WMA والجدول 1 يلخص خواص البيتومين المستخدم. وتم إضافة مادة RH-WMA إلى البيتومين وكانت الكمية المضافة (2٪ و3% و4% و 5%) من الوزن الكلي للبيتومين. ويوضح الشكل 3 هذه المادة وهي عبارة عن حبيبات صغيرة بيضاء اللون.

جدول 1: خواص البيتومين المستخدم

الخاصية	الوحدة	القيمة	
		60/70	80/100
اللزوجة عند 135 درجة مئوية	(Pa.s)	0.519	0.419
نقطة التليين	(°C)	47	43
قيمة الغرز	(0.1 mm)	64	81
الممطولية	(cm)	< 100	< 100

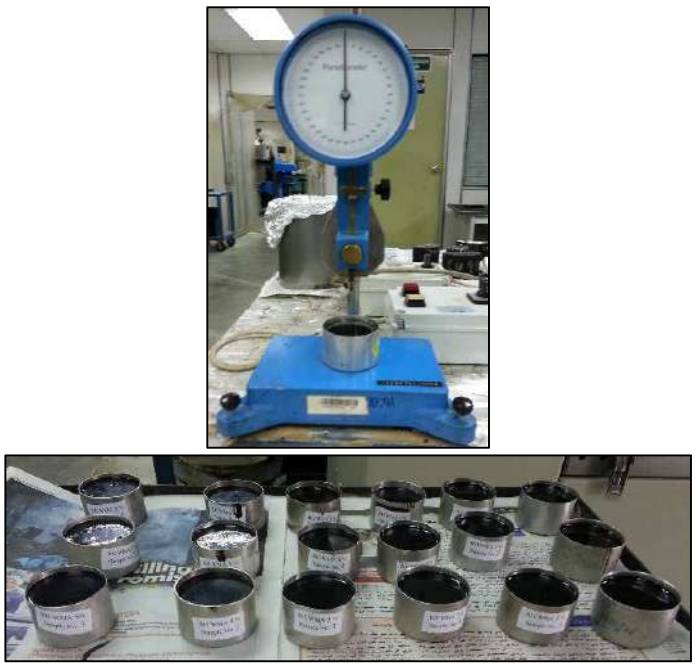
شكل 3: RH-WMA

خلط المادة المضافة RH-WMA مع البيتومين

وطبقا لتعليمات الشركة المصنعة لمادة RH-WMA يتم تسخين البيتومين أولا إلى درجة حرارة الخلط مع RH-WMAإلى درجة حرارة 145 درجة مئوية ثم يتم تحريك البيتومين 10 دقائق لضمان توزيع الحرارة داخل البيتومين. يتم بعد ذلك إضافة RH-WMA يدويا. تم خلط النسب المطلوبة من RH-WMA (2٪ إلى 5٪ مع زيادة 1٪ من وزن البيتومين) في خلاط كهربائي لمدة 30 دقيقة.

اختبار الغرز

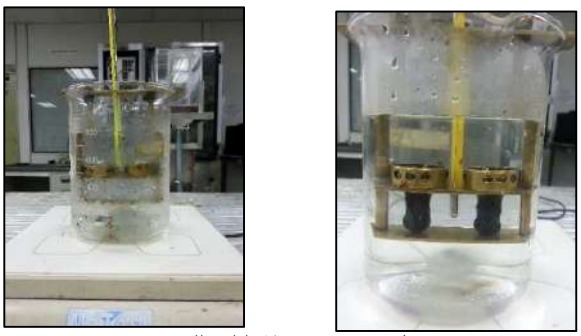
يتم عن طريق هذا الاختبار تحديد صلابة البيتومين بقياس درجة الغرز. و يعرف الغرز علي انه قياس قوام الإسفلت معبرا عنها بالمسافة التي تخترقها إبرة قياسية عموديا في العينة تحت ظروف معينة من التحميل والوقت ودرجة الحرارة (تحميل 100 جرام والوقت 5 ثوانٍ ودرجة الحرارة 25 درجة مئوية) علي أن تكون الوحدة (0.01) سم. وتم إجراء الاختبار طبقا للإجراءات الموضحة في ASTM D5 (ASTM2005) ويوضح الشكل 4 جهاز الغرز المستخدم وعينات الاختبار.



شكل 4: جهاز الغرز للبيتومين وعينات الاختبار

اختبار نقطة التليين

ويعرف اختبار نقطة التليين على أنه متوسط درجة الحرارة التي يتحول عندها الإسفلت من الحالة اللدنة إلى الحالة السائلة ويهبط لأسفل على مسافة 25 مم تحت وزن كرة من الصلب ذات وزن 3.5 غرامات مع رفع درجة حرارة الحمام المائي 5 درجات مئوية في الدقيقة. وتم إجراء الاختبار طبقا للإجراءات الموضحة في ASTM D36 (ASTM2006) ويوضح الشكل 5 اختبار تحديد نقطة التلين للبيتومين.



شكل 5: اختبار نقطة التلين للبيتومين

اختبار اللزوجة

يستخدم هذا الاختبار لتقييم القابلية للتشغيل للخلطات الإسفلتية وتقاس القابلية للتشغيل للتأكد من أن البيتومين سائل لدرجة كافية عند الضخ والخلط. وتقاس اللزوجة الدورانية بواسطة قياس العزم المطلوب للحصول على سرعة دورانية ثابتة للأسطوانة الدوارة. وتم إجراء الاختبار طبقا للإجراءات الموضحة في ASTM D4402 (ASTM2006) ويوضح الشكل 6 جهاز قياس اللزوجة.

شكل 6: جهاز قياس لزوجة البيتومين

اختبار الشد غير المباشر واختبار المرونة

لقد تم تطوير العديد من الاختبارات المعملية لتقييم جودة وأداء الخلطات الإسفلتية ويعد اختبار الشد غيرالمباشر اخر خطوات التحقق من كفاءة الخرسانة الإسفلتية حسب طريقة السوبربيف حيت يدرس هدا الاختبار مدى مقدار ضرر الرطوبة، و الذي بدوره يؤثر على خاصية الالتصاق بين الركام والإسفلت بواسطة (التجريد) يتم إنجاز هذه الخطوة بواسطــة تنفيذ المواصفة (AASHTO T283).

المعادلة المستخدمة في تعيين قيمة الشد غير المباشر

$$ITS = \frac{2P * 1000}{D * T * \pi} \quad (1)$$

حيث ان :

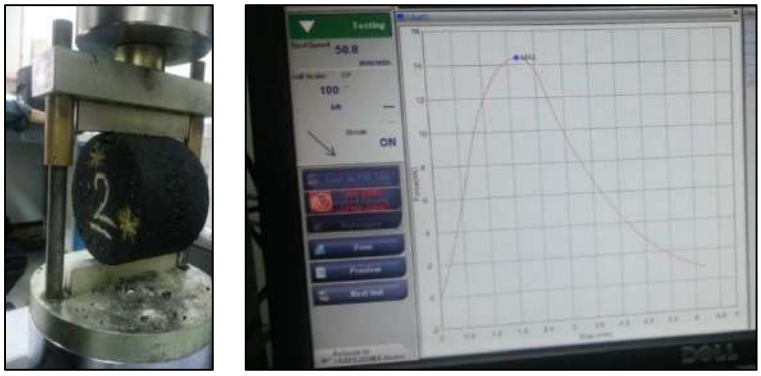
ITS = قيمة الشد غير المباشر(KPa)

P = اقصى حمل لكسر العينة (KN)

D = قطر العينة (mm)

T = سمك العينة (mm)

يعتبر اختبار تحديد معامل المرونة من الاختبارت غير المتلفة للعينات الإسفلتية ويجرى في عدة درجات حرارة للتعبير عن جميع الظروف التي تتعرض لها الخلاطات الإسفلتيبة وقد تم إجراء هذا الاختبار على العينات في درجة حرارة 25℃ . يتم إنجاز هذه الخطوة بواسطــة تنفيذ المواصفة (ASTM, 2006D). ويوضح الشكل 7 جهاز اختبار الشد غير المباشر وجهاز اختبار معامل المرونة للخلطة الإسفلتية.



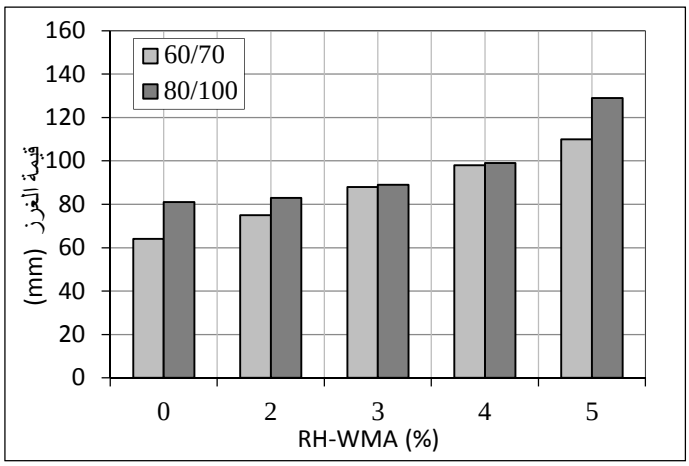
جهاز اختبار الشد غير المباشر

جهاز اختبار معامل المرونة

شكل 7: جهاز اختبار الشد الغير مباشر واختبار معامل المرونة

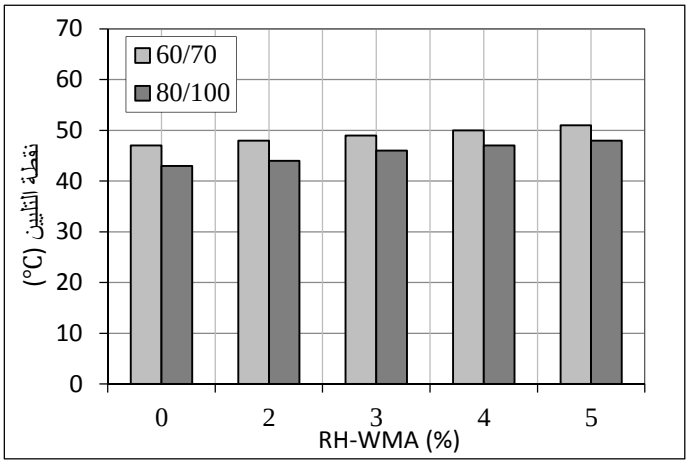
النتائج والمناقشة

يبين الشكل 8 قيم الغرز لنوعي البيتومين المستخدم ومن الشكل يتضح ان قيمة الغرز للبيتومين 100/80 أعلى من قيمة الغرز للبيتومين 70/60 عند جميع نسب الخلط مع RHWMA ،وأظهرت النتائج أن قيم الغرز للعينات لنوعي البيتومين المستخدم في الدراسة قد زادت بزيادة نسبة RH-WMA.



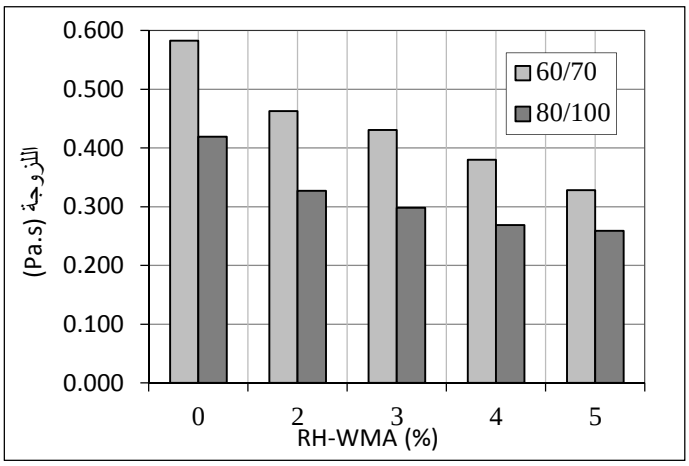
شكل 8: قيمة الغرز للبيتومين قبل إضافة RH-WMA وبعدها.

ويبين الشكل 9 قيم درجة التلين لنوعي البيتومين المستخدم ومن الشكل يتضح ان قيمة التلين للبيتومين 100/80 أقل من قيمة درجة التلين للبيتومين 70/60 عند جميع نسب الخلط مع *RHWMA* ويبين الشكل تاثير محتوى *RH-WMA* على البيتومين. وأشارت النتائج إلى أن نقطة التلين لعينات البيتومين زادت مع زيادة نسبة *RH-WMA*.



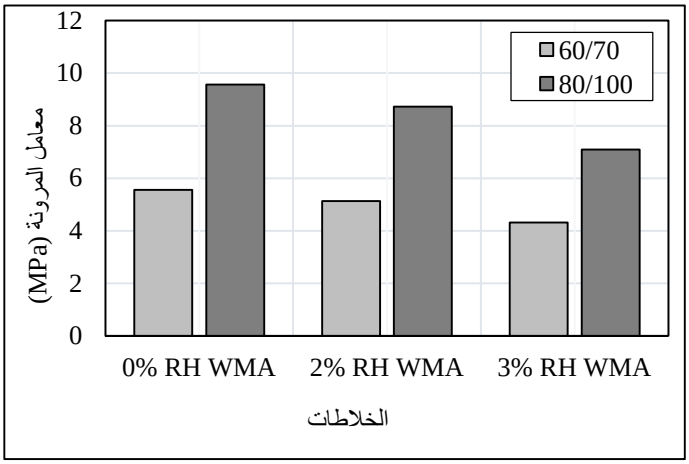
شكل 9: قيمة نقطة التليين للبيتومين قبل وبعد إضافة RH-WMA

ويبين الشكل 10 اللزوجة لنوعي البيتومين المستخدم ومن الشكل يتضح أن لزوجة البيتومين 100/80 أقل من قيمة لزوجة البيتومين 70/60 عند جميع نسب الخلط مع *RHWMA* ويتضح من الشكل تأثير محتوى *RH-WMA* على اللزوجة لعينات البيتومين التي اختبرت بجهاز مقياس اللزوجة التنأوبية (بروكفيلد) عند 135 درجة مئوية. اشارت النتائج لانخفاض لزوجة البيتومين مع زيادة محتوى *RH-WMA* لنوعي البيتومين المستخدم في الدراسة.



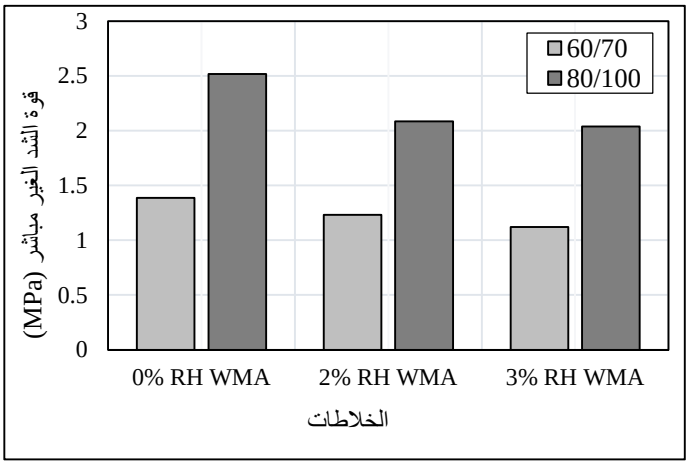
شكل 10: الزوجة للبيتومين قبل وبعد إضافة RH-WMA عند ℃ 135

ويبين الشكل 11 نتائج اختبار تحديد معامل المرونة والذي أجري على العينات في درجة حرارة ℃25 واشارت النتائج انه كلما زادت نسبة *RHWMA* في الخلاطات قل معامل المرونة للخلطات المستخدم في إنتاجها البيتومين 70/60 والبيتومين 100/80 واشارت النتائج ايضا إلى ان قيمة معامل المرونة للخلطات المستخدم البيتومين 100/80 في إنتاجها كانت اعلى من نتائج العينات المستخدم في إنتاجها البيتومين 70/60 عند كل نسبة لمحتوى *RH-WMA*.



شكل 11: نتائج اختبار معامل المرونة عند درجة 25℃

ويبين الشكل 12 نتائج اختبار تحديد قوة الشد غير المباشر والذي أجري على العينات في درجة حرارة 15 ℃ واشارت النتائج إلى انه كلما زادت نسبة *RH-WMA* في الخلاطات قلت قوة الشد غير المباشر للخلطات المستخدم في إنتاجها البيتومين 70/60 والبيتومين 100/80 ،وذلك يرجع إلى أن مادة *RH-WMA* تقلل اللزوجة عند إضافتها للبيتومين عكس المواد المحسنة مثل البوليمر التي تزيد من لزوجة البيتومين عند إضافتها واشارت النتائج ايضا إلى أن قيمة قوة الشد غير المباشر للخلطات المستخدم البيتومين 100/80 في إنتاجها كانت اعلى من نتائج العينات المستخدم في إنتاجها البيتومين 70/60 عند كل نسبة لمحتوى *RH-WMA*.



شكل 12: نتائج اختبار الشد الغير مباشر عند درجة 15℃

الاستنتاجات

من خلال النتائج المتحصل عليها فان:

1. قيم الغرز للعينات لنوعي البيتومين المستخدم في الدراسة قد زادت بزيادة نسبة RH-WMA ،وهذه النتيجة كانت متطابقة مع نتائج نقطة التلين للبيتومين وقيمة نقطة التلين للبيتومين 100/80 أقل من قيمة درجة التلين للبيتومين 70/60 عند جميع نسب الخلط مع RHWMA.
2. لزوجة البيتومين 100/80 أقل من قيمة لزوجة البيتومين 70/60 عند جميع نسب الخلط مع RHWMA. وانخفاض لزوجة البيتومين مع زيادة محتوى RH-WMA لنوعي البيتومين المستخدم في الدراسة.
3. معامل المرونة يقل كلما زادت نسبة RHWMA للخلطات المستخدم في إنتاجها البيتومين 70/60 والبيتومين 100/80 ،وذلك يرجع إلى أن مادة RHWMA تقلل اللزوجة عند إضافتها للبيتومين ، وكما هو موضح من نتائج اختبار الزوجة للبيتومين قبل إضافة RH-WMA وبعدها عند 135 ℃عكس المواد المحسنة مثل البوليمر التي تزيد من لزوجة البيتومين عند إضافتها ،واشارت النتائج ايضا إلى أن قيمة معامل المرونة للخلطات

المستخدم البيتومين 100/80 في إنتاجها كانت اعلى من نتائج العينات المستخدم في إنتاجها البيتومين 70/60 عند كل نسبة لمحتوى RH-WMA.

4. قوة الشد غير المباشر تقل كلما زادت نسبة RHWMA للخلطات المستخدم في إنتاجها البيتومين 70/60 والبيتومين 100/80 ،وذلك يرجع إلى أن مادة RHWMA تقلل اللزوجة عند إضافتها للبيتومين. وكما هو موضح من نتائج اختبار الزوجة للبيتومين قبل إضافة RH-WMA عند 135 °C وبعدها عكس المواد المحسنة مثل البوليمر التي تزيد من لزوجة البيتومين عند إضافتها وأشارت النتائج ايضا إلى ان قيمة قوة الشد غير المباشر للخلطات المستخدم البيتومين 100/80 في إنتاجها كانت اعلى من نتائج العينات المستخدم في إنتاجها البيتومين 70/60 عند كل نسبة لمحتوى RH-WMA.

المراجع

1. Oxford University. 1987. World Commission on Environment and Development's. Our Common Future: Report of the World Commission on Environment and Development.
2. Kim, Y.-R., Zhang, J. and Ban, H. 2012. Moisture Damage Characterization of Warm-Mix Asphalt Mixtures Based on Laboratory-Field Evaluation. Construction and Building Materials, 31, 204-211.
3. Mo, Li, X., Fang X., Huurman, M., Wu, S. 2012. Laboratory Investigation of Compaction Characteristics and Performance of Warm Mix Asphalt Containing Chemical Additives. Construction and Building Materials, 37, 239-247.
4. Wang, C., Hao, P., Ruan, F., Zhang, X. and Adhikari, S. 2013. Determination of the Production Temperature of Warm Mix Asphalt by Workability Test. Construction and Building Materials, 48, 1165-1170.
5. Su, K., Maekawa, R. and Hachiya, Y. 2009. Laboratory Evaluation of WMA Mixture for Use in Airport Pavement Rehabilitation. Construction and Building Materials, 23, 2709-2714.
6. Goh, S. W. 2012. Development and Improvement of Warm-Mix Asphalt Technology, Ph.D Thesis, Michigan Techological University.
7. Kridan, F. A. M., Arshad, A. K. and Rahman, M. Y. A. 2010 Development of Warm Mix Asphalt and Compliance with the Requirements Set by Specifications. European Journal of Scientific Research, 48(1), 118-128.
8. Wasiuddin, N. M., Selvamohan, S., Zaman, M. M. and Guegan, M. L. T. A. 2007 Comparative Laboratory Study of Sasobit and Aspha-min Additives in Warm-Mix Asphalt. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 1998 (-1), 82-88.
9. Rubio, M. D. C., Moreno, F., Martínez-Echevarría, M. J., Martínez, G. and Vázquez, J. M. 2013. Comparative Analysis of Emissions From the Manufacture and Use of Hot and Half-Warm Mix Asphalt. Journal of Cleaner Production, 41, 1-6.
10. Almeida-Costa, A. and Benta, A. 2016. Economic and Environmental Impact Study of Warm Mix Asphalt Compared to Hot Mix Asphalt. Cleaner Production, 112, 2308-2317.
11. Hailesilassie, B. W., Hugener, M. and Partl, M. N. 2015. Influence of Foaming Water Content on Foam Asphalt Mixtures. Construction and Building Materials, 85, 65-77.
12. Kheradmand, B., Muniandy, R., Hua, L. T., Yunus, R. B. and Solouki, A. 2013. An Overview of the Emerging Warm Mix Asphalt Technology. International Journal of Pavement Engineering, 15, 79-94.
13. Hesami, E., Jelagin, D., Kringos, N. and Birgisson, B. 2012. An Empirical Framework for Determining Asphalt Mastic Viscosity as A Function of Mineral Filler Concentration. Construction and Building Materials, 35, 23-29.
14. Capitão, S.D., Picado-Santos, LG. and Martinho, F. 2012. Pavement Engineering Materials: Review on the Use of Warm-Mix Asphalt. Construction and Building Materials, 36, 1016-1024.
15. Toraldo, E., Brovelli, C. and Mariani, E. 2013. Laboratory Investigation into the Effects of Working Temperatures on Wax-Based Warm Mix Asphalt. Construction and Building Materials, 44, 774-780.

دراسة تأثير كل من التدرج الركامي وتقادم المادة الرابطة على الخواص الحرارية للخرسانة الإسفلتية

هوازن السكبي [1] ، محمد السكبي[2]

1 محاضر مساعد بقسم الهندسة المدنية ، كلية الهندسة ، جامعة طرابلس

2 أستاذ هندسة الطرق بقسم الهندسة المدنية ، كلية الهندسة ، جامعة طرابلس

ملخص

تعرض هذه الورقة النتائج المتحصل عليها من الدراسة التي أجريت حول تأثير كل من التدرج الركامي والتقادم على الخواص الحرارية للخلطات الإسفلتية المستخدمة في رصف الطرق في ليبيا ، وذلك ضمن سلسلة الدراسات التي يجريها قسم الهندسة المدنية بكلية الهندسة بجامعة طرابلس لدراسة السلوك الحراري للرصف الإسفلتي في المناخ الحار الجاف. استهدفت هذه الدراسة قياس الموصلية الحرارية لعينات خرسانة إسفلتية محضرة في المعمل وفق تدرجات نظام سوبربيف 12.5 مم و 19 مم و 25 مم وعينات مأخوذة من طرق قائمة في مدينة طرابلس بأعمار ترأوحت بين 0 و 42 سنة. تم قياس الموصلية الحرارية لعينات من الخرسانة الإسفلتية بقطر 100 مم وبسمك ترأوح بين 10 و 20 مم وذلك باستخدام نسخة معدلة من "قرص لي لقياس الموصلية الحرارية " تم تطويرها في قسم الهندسة المدنية وتم نشرها في ورقات سابقة. وبينت النتائج المتحصل عليها ان التدرج الركامي للخلطات الإسفلتية ليس له تأثير يذكر على قيمة الموصلية الحرارية بينما كان للتقادم أثناء الخدمة متمثلا في عمر الرصف تأثير ملحوظ علي قيمة الموصلية الحرارية للخلطات الإسفلتية حيث وجد أن الموصلية الحرارية تزداد بالتقادم اي بزيادة عمر الرصف.

كلمات دالة: الخرسانة الإسفلتية ، الموصلية الحرارية، تدرج الركام ، تقادم الإسفلت.

مقدمة

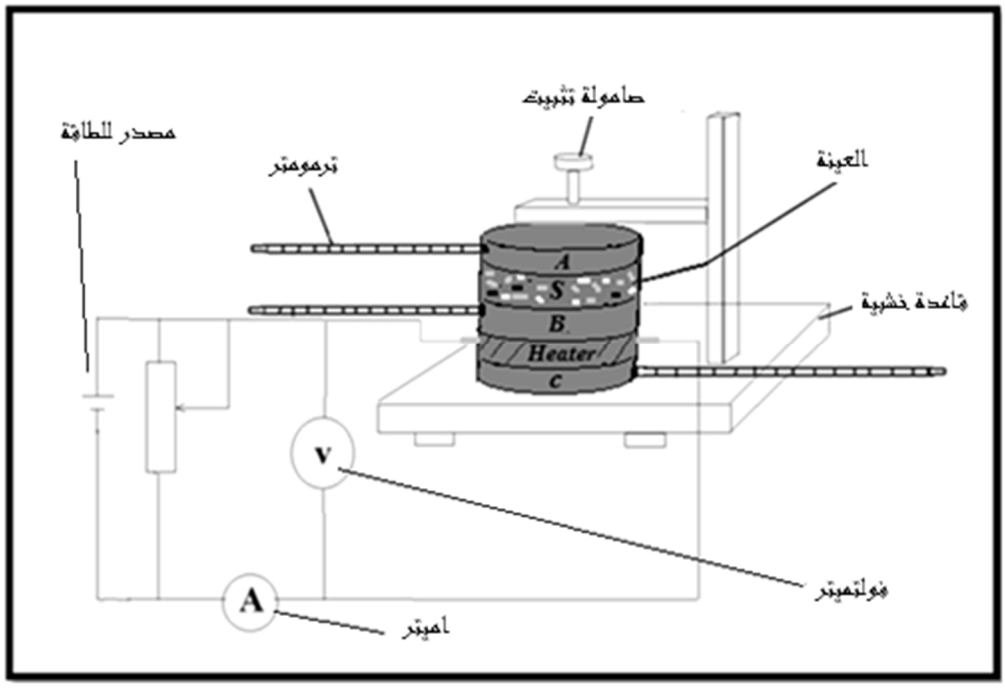
تعتبر الخرسانة الإسفلتية المكون الأساسي للطبقات السطحية في الرصف المرن السائد في إنشاء الطرق في ليبيا. تقع ليبيا في شمال القارة الإفريقية ويسودها المناخ الحار الجاف صيفاً الشبه صحرأوي وانخفاض كبير في درجة الحرارة في فصل الشتاء مما يؤثر بدرجة كبيرة على عمر وأدائه الرصف.

تعتبر العوامل البيئية من المؤثرات المهمة على أداء الطرق الإسفلتية في البلاد، ومن أهم هذه العوامل درجة الحرارة وتغيراتها خلال الفصول وخلال إليوم والتي تلعب دوراً مهماً في سلوك وأداء طبقات الرصف الإسفلتي[1] ، من هنا تأتي أهمية هذه الدراسة في قياس الموصلية الحرارية لعينات خرسانة إسفلتية محضرة في المعمل وفق تدرجات نظام سوبربيف 12.5 مم و19 مم و25 مم وعينات مأخوذة من طرق قائمة في مدينة طرابلس بأعمار ترأوحت بين 0 و42 سنة. وتم تجهيز العينات في المعمل عن طريق قصها إلى شرائح مناسبة لاستخدامها في الجهاز المطور لهذا الغرض والذي تم عرضه في دراسة سابقة[2] .

قياس الموصلية الحرارية للخرسانة الإسفلتية

هناك طرق عدة لقياس الموصلية الحرارية، ويعتمد اختيار طريقة الاختبار المناسبة على عوامل عدة ، أهمها حجم العينات المستخدمة في الاختبار و الظروف المحيطة التي سيجرى بها الاختبار.

تم في هذه الدراسة استخدام نسخة معدلة من " قرص لي لقياس الموصلية الحرارية Lee's Disc " تم تطويرها في قسم الهندسة المدنية لإجراء الاختبارات المعملية، وقد تم تعديله و تحسينه بما يتناسب مع حجم العينات المختـــارة و ظروف الاختبار، وقد تم شرح تطوير هذا الجهاز بطريقة مفصلة في ورقة سابقة [*2*]. ويبين الشكل 1 المكونات الرئيسية للجهاز المطور.



شكل 1: اختبار قرص لي المطور

عينات الاختبار

قسمت هذه الدراسة إلى جزئين :جزء يعنى بدراسة تأثير التدرج الركامي على الموصلية الحرارية للخرسانة الإسفلتية، والجزء الثاني يعنى بدراسة تأثير التقادم على الموصلية الحرارية للخرسانة الإسفلتية.

دراسة تأثير التدرج الركامي: في هذا الجزء تم اعتماد طريقة اختبار مارشال لتحضير عينات الخرسانة الإسفلتية المستخدمة في إجراء الاختبارات باعتبارها الطريقة الأكثر شيوعا واستعمالا. تم تحضير ثلاث خلطات في المعمل

وفق تدرجات نظام سوبربيف 12.5 مم و 19 مم و 25 مم ***[3]*** ، وبنسبة ثابتة للمادة الرابطة لجميع الخلطات (5.2%)، كانت العينات بقطر 100 مم وارتفاع 75 مم ، مع تثبيت مصدر المواد لجميع العينات.

دراسة تأثير التقادم: بالنسبة للجزء الثاني الخاص بدراسة تأثير التقادم على قيم الموصلية الحرارية للخرسانة الإسفلتية كانت العينات عبارة عن عينات مأخوذة من طرق محلية منفذة بمواصفات مطابقة للعينات المستخدمة في رصف الطرق في ليبيا، تم تنفيذها في سنوات مختلفة: (1982 و 2011 و 2014)، بالإضافة إلى عينة جديدة تم إعدادها في المعمل بقطر 100 مم وارتفاع يترأوح بين 40 و 60 مم.

تم أخذ العينات باستخدام آلة قص عينات القلوب الإسفلتية Core drilling machine . يترأوح قطر العينة المستخرجة بين 100 و 150 مم. تم أخذ العينات من طرق مختلفة من منطقة السراج بطرابلس وذلك على النحو التإلى:

1. العينة الأولى تم أخذها من طريق زراعي في منطقة السراج تم تنفيذه سنة 1982 حيث يبلغ العمر التصميمي للعينة حوإلى 40 سنة.
2. العينة الثانية ثم أخذها من طريق في مقسم سكني في منطقة السراج منفذ سنة 2011، حيث يبلغ عمر العينة 11 سنة.
3. العينة الثالثة تم أخذها من طريق متفرع من الطريق الزراعي بمنطقة السراج تم تنفيذ هذا الطريق سنة 2014 حيث يبلغ العمر التصميمي للعينة حوإلى 8 سنوات.
4. العينة الرابعة تم إعدادها معملياً باستخدام طريقة مارشال القياسية بمحتوى إسفلتي 5.5%.

تم بعد ذلك تجهيز العينات للجزئين بقص كل عينة إلى ثلاث شرائح سمكها يترأوح بين 10 و 20 مم وتم تسوية وتنعيم أسطحها لإجراء اختبار الموصلية عليها. .يبين الشكل (2) العينات التى تم تحضيرها بالتدرجات الثلاثة 12.5و19 و25 مم، ويبين الشكل (3) عينات سنة 1982، 2011، 2014 بعد القص.

شكل2. العينات الخرسانية بتدرجات سوبر بيف 12.5و19 و25 مم بعد القص

شكل 3. عينات 1982، 2011، 2014 بعد القص

طريقة إجراء الاختبار

تم إجراء اختبار الموصلية الحرارية لعينات الخرسانة الإسفلتية التى تم تجهيزها باستخدام قرص لي الكهربائي وبما يتناسب مع طبيعة العينات المختبرة، ويمكن تلخيص طريقة الاختبار في الخطوات التإلية:

1. قياس أقطار كل من أقراص الجهاز A وB وC و قطر عينة الاختبار ***S***.
2. تنظيف أقراص الجهاز والمسخن الحراري جيدا من أي أوساخ أو شوائب عالقة، ثم تثبيت الأقراص والمسخن والعينة في أماكنها المخصصة تبعا للترتيب التإلى: القرص A ، العينة S ، القرص B ، المسخن ، القرص C على التوإلى ، ثم تربط جيدا باستخدام صامولة التثبيت.
3. وضع الترمومترات الحرارية في اماكنها المخصصة.
4. وصل أسلاك المسخن بمصدر كهربائي بفرق جهدها ***9*** فولت.
5. تشغل الدائرة الكهربائية ليسري التيار الكهربائي خلال المسخن ومنه إلى الأقراص والعينة ويترك التيار يسري إلى ان يصل الاختبار إلى حالة الاتزان الحراري.
6. عندما تصل حرارة جميع اجزاء الاختبار إلى الاتزان الحراري لمدة 5 دقائق يتم تسجيل قراءات الترمومترات الثلاثة.

تحسب قيمة الموصلية الحرارية لعينة الاختبار باستخدام المعادلة التإلية***[4]***.

$$K = \frac{\mathrm{ed}}{2\pi^2(\mathrm{T_B}-\mathrm{T_A})}\left[\mathrm{a_s}\frac{\mathrm{T_A}+\mathrm{T_B}}{2} + 2\mathrm{a_A}\mathrm{T_A}\right] \qquad (1)$$

حيث:

$$e = VI[a_A T_A + a_s \frac{T_A+T_B}{2} + a_B T_B + a_C T_C]^{-1} \qquad (2)$$

$$a_A = a_C = \pi r^2 + 2\pi r.l_d \qquad (3)$$

$$a_B = 2\pi r.l_d \qquad (4)$$

$$a_s = 2\pi r.l_s \qquad (5)$$

حيث:

K= الموصلية الحرارية للمادة ($J\backslash S.m^2.$ ℃)

e= عدد جولات الطاقة المنبعثة من كل وحدة مساحة معرضة من سطح القرص($J\backslash S.m^2.$ ℃)

l= سمك الأقراص والعينة (m)

a_A ، a_B، a_C، a_S = مساحات الاسطح المشعة للأقراص A، B، C و العينة S

T_A،T_B، T_C= حرارة الأقراص A، B و C (C^o)

V= فرق الجهد (Volt)

I = التيار الكهربائي (Ampere)

نتائج اختبارات الموصلية الحرارية

بعد أخذ قراءات الزمن ودرجات الحرارة لكل عينة من الاختبار والأقراص النحاسية وتثبيت فرق الجهد والتيار الكهربي وأخذ سمك شرائح العينات. تم عن طريق الحسابات إيجاد الطاقة المنبعثة (***e***) والموصلية الحرارية (***K***) ومن قيم الموصلية الحرارية. تم حساب بعض الخصائص الحرارية منها الانتشار الحراري (∝) والسعة الحرارية (***C***) باستخدام المعادلتين التإلتين رقم(***6***) و(***7***):

$$\mathrm{c} = \frac{\mathrm{Q}}{\mathrm{m}\times\Delta\mathrm{T}} \qquad (6)$$

حيث:

C =السعة الحرارية (ويرمز لها بالرمز c أو C_s) ($J/kg.$℃)

m= الكتلة (k_g)

Q= الطاقة (j)

ΔT= الفرق في درجة الحرارة (C^o)

$$\propto = \frac{K}{\rho\, c} \qquad (7)$$

حيث:

$\propto$= الانتشار الحراري (m^2/s)

K = الموصلية الحرارية للمادة ($J\backslash S.m^2.°C$)

ρ = كثافة العينة (kg/m^3)

c= السعة الحرارية النوعية ($j/kg.°C$)

يبين الجدول (1) نتائج الخواص الحرارية لعينات الجزء الأول (دراسة تأثير التدرج الركامي على الموصلية الحرارية للخرسانة الإسفلتية) و يبين الجدول (2) نتائج الاختبارات للجزء الثاني (دراسة تأثير التقادم على قيم الموصلية الحرارية للخرسانة الإسفلتية).

جدول 1: الخواص الحرارية لعينات الجزء الأول
(تأثير التدرج الركامي على الموصلية الحرارية للخرسانة الإسفلتية)

$\propto_{avg} \times 10^{-7}$ m^2/s	c $j/kg.°C$	k_{avg} $J\backslash S.m^2.°C$	نوع التدرج mm
7.196	791.13	1.280867841	12.5
7.887	726.24	1.353972834	19
7.84	732.4	1.378902706	25

جدول 2: الخواص الحرارية لعينات الجزء الثاني
(تأثير التقادم على قيم الموصلية الحرارية للخرسانة الإسفلتية).

$10^{-7}\times\alpha$ m^2/s	ρ ($كجم/م^3$)	c $j/kg.°C$	K $J\backslash S.m^2.°C$	العمر التصميمي
2.110069563	2370.85	2583.34	1.292356761	1982
1.514642485	2160.73	2913.4	0.953478165	2011
1.089416794	2214.43	3120	0.752680416	2014
1.247877209	2437.46	2340.71	0.711965285	2022

مناقشة وتحليل النتائج

كما سبقت الإشارة فقد استخدمت بيانات درجات الحرارة والطاقة الكهربائية المسجلة في كل اختبار في حساب الموصلية الحرارية و الانتشار الحراري والسعة الحرارية لعينات الخرسانة الإسفلتية المستخدمة في هذه الدراسة

نتائج اختبارات الجزء الأول(دراسة تأثير التدرج الركامي على قيم الموصلية الحرارية للخرسانة الإسفلتية الموصلية الحرارية)

يوضح الجدول 1 ملخصاً للنتائج المتحصل عليها لعينات الجزء الأول الثلاثة التي تم إجراء الاختبار عليها وهي قيم الموصلية الحرارية والسعة الحرارية والانتشار الحراري ، حيث يلاحظ أن الاختلاف في تدرج الركام ليس له تأثير كبير علي قيم الموصلية الحرارية ، إذ تراوحت قيم الموصلية الحرارية بين 1.280($J\backslash S.m^2.°C$) و 1.3789 ($J\backslash S.m^2.°C$) . تجدر الإشارة إلى أن الركام المستخدم في هذه الدراسة كان من منطقة السبيعة (راس قديح) و نوع الصخر حجر جيري (Lime stone)، ويمكن أن يكون للركام تأثير أكبر إذا تم تغيير مصدر الركام و استخدام مصادر أخري.

يوضح الشكل 4 العلاقة بين الموصلية الحرارية والتدرج الحبيبي للركام ، حيث من الواضح أن العلاقة طردية وتزداد قيمة ***K*** مع زيادة حجم التدرج

شكل 4: العلاقة بين الموصلية الحرارية والتدرج الحبيبي للركام

نتائج اختبارات الجزء الثاني (دراسة تأثير التقادم على قيم الموصلية الحرارية للخرسانة الإسفلتية)

يوضح الجدول (2) قيم الموصلية الحرارية التي تم حسابها لعينات الجزء الثاني الأربعة التي تم اختبارها. ترأوحت قيم الموصلية الحرارية بين ($\boldsymbol{J\backslash S.m^2.°C}$) 0.711965285 و1.292356761($\boldsymbol{J\backslash S.m^2.°C}$) ، ومن النتائج يتبين أن قيم الموصلية الحرارية $\boldsymbol{K}$ تتغير مع تغير عمر الرصف. يلاحظ من النتائج أن قيمة الموصلية الحرارية تزداد كلما ازداد العمر الخدمي للرصف ، حيث كانت قيمة الموصلية الحرارية ($\boldsymbol{J\backslash S.m^2.°C}$)1.292356761 لعينة سنة 1982، ثم انخفضت إلى ($\boldsymbol{J\backslash S.m^2.°C}$) 0.953478165 لعينة سنة 2011، وتستمر في الانخفاض إلى أن تصل إلى 0.752680416 و ($\boldsymbol{J\backslash S.m^2.°C}$) 0.711965285 لعينتي 2014 و2022 على التوإلى. يوضح الشكل 5 العلاقة بين الموصلية الحرارية وعمر الرصف، حيث تتمثل العلاقة في المعادلة الخطية التالية:

$$y = a + bx \qquad (8)$$

حيث:

y = تمثل الموصلية الحرارية ($J\backslash S.m^2.°C$) (متغيراً تابعاً)

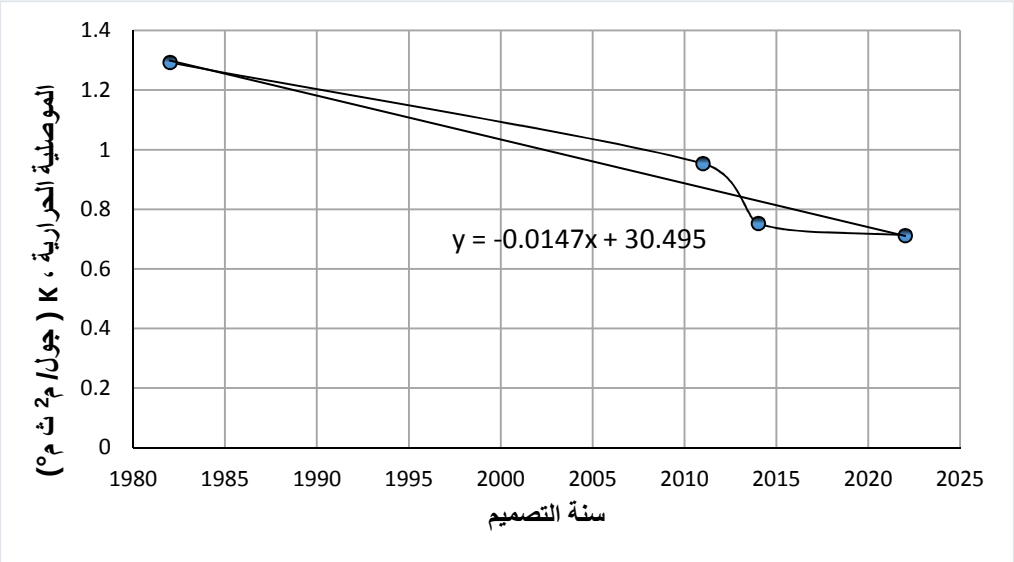
x = تمثل سنة التصميم (متغيراً مستقلاً)

a = 30.945 (نقطة تقاطع ص)

b = 0.0147− (ميل الخط)

وبذلك يمكن كتابة العلاقة على النحو التإلى:

$$y = 30.495 - 0.0147x \qquad (9)$$



شكل 5: العلاقة الخطية بين الموصلية الحرارية وعمر الرصف

كما تمت مقارنة قيم الموصلية الحرارية التي تم الحصول عليها خلال هذه الدراسة ، بقيم تم نشرها في دراسات سابقة، و كانت قيم الموصلية الحرارية داخل حدود نطاق القيم جدول (3).

جدول 3: قيم الموصلية الحرارية للخرسانة الإسفلتية من أبحاث سابقة

المصدر	k, W/mK
Turner and Malloy [5]	0.76
Jordan and Thomas [6]	0.8-1.06
Corlew and Dickson [7]	1.21
Tegeler and Dempsey[8]	1.21-1.38
Kersten [9]	1.49
Kavianipour [10]	2.28-2.88

الاستنتاجات والتوصيات

يمكن تلخيص أهم النتائج المتحصل عليها من هذه الدراسة في الآتي:

1. تم قياس الموصلية الحرارية لعينات من الخرسانة الإسفلتية محضرة معمليا بنسبة مادة رابطة إسفلتية ثابتة 5.2% وبتدرجات مختلفة للركام طبقا لتدرجات السوبربيف superpave. وترأوحت قيم الموصلية الحرارية المتحصل عليها بين 1.0161 و 1.5349 (J\S. m². °C)، حيث تبين ان التدرج للركامي ليس له تأثير كبير في قيم الموصلية الحرارية.
2. تم قياس الموصلية الحرارية لعينات من الخرسانة الإسفلتية من طرق قائمة في مدينة طرابلس بأعمار مختلفة من 0 إلى 42 سنة. وقد ترأوحت قيم الموصلية الحرارية للعينات المختبرة بين0.711965285 و1.292356761 (J\S. m². °C)، حيث وجد أن الموصلية الحرارية تزداد كلما تقادم عمر العينة.
3. قيم الموصلية الحرارية المتحصل عليها في هذه الدراسة تتوافق مع القيم المنشورة في دراسات سابقة.
4. تم استخدام الموصلية الحرارية K المتحصل عليها من الاختبارات في حساب الانتشارية الحرارية α والسعة الحرارية C.

واستكمالا للهدف من هذه الدراسة نوصي بالاتي:

1. دراسة تأثير خواص الخرسانة الإسفلتية الأخرى على قيم الموصلية الحرارية.

2. دراسة تأثير العوامل المناخية الاخرى على الموصلية الحرارية.
3. استخدام قيم الخواص الحرارية التي تم الحصول عليها من هذه الدراسة في دراسة السلوك الحراري للرصف الإسفلتي في ليبيا وتأثيره على الأضرار التي يتعرض لها الرصف أثناء الخدمة.

المراجع

1. أحمد أبو شريعة، دراسة النظام الحراري للرصف الإسفلتي في جنوب ليبيا، رسالة ماجستير، قسم الهندسة المدنية، كلية الهندسة، أكاديمية الدراسات العليا، ليبيا، 2010
2. (H. Alsikibi, M. Bin Omr, M. Esekbi, "A MODIFIED LEE'S DISC APPARATUS FOR MEASURING THERMAL CONDUCTIVITY OF ASPHALT CONCRETE").(4th International conference on welding and Failure Analysis of Engineering Materials (WAFA-2018) November, 2018) p.19-22, Aswan, Egypt
3. Ronald J. Cominsky. The Superpave Mix Design Manual for New Construction and Overlays. University of Texas at Austin. 1994
4. Mamlouk, M.; Witczak, M. and Kaloush, K. 2005. Determination of Thermal Properties of Asphalt Mixtures. Journal of Testing and Evaluation, 33, (2): 118- 126.
5. (Turner, W. C. and Malloy, J. F. 1981. Thermal Insulation Handbook, Robert E. Krieger Publishing Company, Malabar, Florida), p. 549
6. (Jordan, P.G. and Thomas, M.E. 1976. Prediction of Cooling Curves for Hot-Mix Paving Materials by a Computer Program), (Transport and Road Research Laboratory Report 729).
7. (Corlew, J.S. and Dickson, P.F. 1968. Methods for Calculating Temperature Profiles of Hot-Mix Asphalt Concrete as Related to the Construction of Asphalt Pavements), (Asphalt Paving Technology Proceedings: Association of Asphalt Paving Technologists Technical Sessions, Vol. 37), pp. 101-140.
8. (Tegeler, P.A. and Dempsey, B.J., A. 1973. Method of Predicting Compaction Time for Hot-Mix Bituminous Concrete), (Asphalt Paving Technology, proceedings: Association of Asphalt Paving Technologists Technical Sessions, Vol. 42), pp. 499-523.
9. (Kersten, M.S. 1949. Thermal Properties of Soils, Bulletin No. 28),(University of Minnesota Institute of Technology Engineering Experiment Station, Vol. 52, No. 21, June 1).
10. [(Kavianipour, A. 1967. Thermal Property Estimation Utilizing the Laplace Transform with Application to Asphaltic Pavement), (International Journal of Heat and Mass Transfer, Vol. 20), pp 259-267.

توثيق خواص الركام بمختلف مناطق ليبيا

محمد خليفة علي أحمد[1]، فضل محمد إدريس[2]
1.عضو هيئة تدريس / كلية الهندسة / جامعة طرابلس
2. محاضر بكلية الهندسة المدنية/ جامعة درنة

ملخص

تمتلك ليبيا شبكة طرق كبيرة و تمتد فى كافة الاتجاهات ، و تجتاز الأقإلىم المناخية المختلفة السائدة في ليبيا، و مع التطور العمراني الكبير الذى تشهده البلاد في مختلف المجالات مما يتطلب العمل على إنشاء شبكات طرق جديدة أو صيانة الطرق القائمة، فإنه بات من الضروري ضبط و مراقبة جودة الخواص الهندسية لمواد إنشاء الطرق والتي هي من أهم العوامل التي تؤثر على جودة الطرق . وتقاس الخصائص الهندسية للمواد المستخدمة في الرصف بواسطة أخذ عينات وعمل التجارب المعملية اللازمة ، وذلك للتحقق من جودتها ومواصفاتها الهندسية .

يعتبر الركام هو المكون الرئيسي المستخدم في خلطات الرصف الإسفلتي والذي يتحمل الإجهادات المختلفة التي يتعرض لها منشأ الرصف خلال وجوده في طبقات الرصف المختلفة. يستخدم الركام بتدرجات معينة لتكوين طبقة الأساس الحبيبي أو الأساس المساعد والتي قد تكون معالجة ببعض المواد الرابطة مثل الجير و الإسمنت أو الإسفلت ، كما يستخدم أيضا في الخلطات الإسفلتية المكونة للطبقات السطحية، وكذلك في الخلطات الخرسانية في حالة الرصف الصلب. تهدف هذه الدراسة للقيام بالزيارات الميدانية والقيام بالاختبارات المعملية لتحديد خواص الركام وجلب عينات من الركام من معظم المناطق في ليبيا حيث تم تقسيم ليبيا إلى أربعة مناطق كالتالي :

1. المنطقة الشمالية الغربية .
2. المنطقة الوسطى .
3. المنطقة الشمالية الشرقية.
4. المنطقة الجنوبية الغربية.

وبعد جلب عينات الركام من هذه المناطق المختلفة يتم عمل الاختبارات الخاصة بالركام والتي تحدد خواص الركام لكل منطقة ، وتشمل عمل الاختبارات التإلية :

1. اختبارات التحليل المنخلي *Sieve Analysis Tests*
2. اختبارات الكثافة والامتصاص *Specific Gravity And Absorption Test*
3. اختبارات القوة للركام *Strength Tests* وتشمل :-
   - اختبار لوس أنجلس *Los Angeles Abrasion Test*
   - اختبار قيمة الصدم *Impact Value Test*
   - اختبار قيمة التهشيم *Crushing Value Test*
   - اختبار قيمة المكافئ الرملي *Sand Equivalent Value Test*
4. اختبارات تحديد الشكل *Shape Tests*
5. اختبارات التحليل الكيميائي والمعدني للركام ***C****hemical and Mineral Composition of the Aggregates*

كلمات دالة: الأقإلىم المناخية - ضبط و مراقبة الجودة - مواد إنشاء الطرق – الاختبارات المعملية – خواص الركام لكل منطقة.

مقدمة

ليبيا بلد مترامية الأطراف تبلغ مساحتها حوالى *1,760,000* كم^2 وتتميز بمصادر متنوعة من الركام ، ونظرا لعدم وجود دراسة شاملة لتوثيق خواص الركام لكل منطقة مما خلق مشكلة كبيرة وخاصة أثناء تنفيذ الطرق أو صيانتها ، وتهدف هذه الدراسة لمعرفة خصائص مصادر الركام لكل منطقة ومدى ملاءمتها للخواص الفنية المطلوبة لاستخدامها في أعمال الرصف . حيث تم تقسيم ليبيا إلى أربعة مناطق كالتالي كما هو موضح بالشكل 1. كالتالي(2,1):

1. المنطقة الشمالية الغربية .
2. المنطقة الوسطى .
3. المنطقة الشمالية الشرقية.
4. المنطقة الجنوبية الغربية.

يتم جلب عينات الركام من هذه المناطق المختلفة. يتم بعدها عمل الاختبارات الخاصة بالركام والتي تحدد خواص الركام لكل منطقة ، وتشمل الاختبارات التالية (2,1):-

1. اختبارات التحليل المنخلي Sieve Analysis Tests
2. اختبارات الكثافة والامتصاص Specific Gravity And Absorption Test
3. اختبارات القوة للركام Strength Tests وتشمل :-

- اختبار لوس أنجلس Los Angeles Abrasion Test
- اختبار قيمة الصدم Impact Value Test
- اختبار قيمة التهشيم Crushing Value Test
- اختبار قيمة المكافئ الرملي Sand Equivalent Value Test

4. اختبارات تحديد الشكل Shape Tests
5. اختبارات التحليل الكيميائي والمعدني للركام Chemical and Mineral Composition of the Aggregates

شكل 1: مناطق الدراسة

نتائج اختبارات الركام

تم عمل الاختبارات على الركام الطبيعي الذي تم الحصول عليه من كافة المحاجر في ليبيا والمتمثلة في محاجر المنطقة الشمالية الغربية ، ومحاجر المنطقة الجنوبية الغربية ، ومحاجر المنطقة الوسطى ، ومحاجر المنطقة الشمالية

الشرقية ، ومحاجر المنطقة الجنوبية الشرقية. هذا وسوف نعرض في هذا البحث نتائج الدراسة التي تم عملها بإحدى المحاجر التي تخص المنطقة الشمالية الغربية، حيث توضح الجداول 1و2و3 نتائج الاختبارات التي أجريت على الركام بالمنطقة الشمالية الغربية محجر الانعتاق (قصر الحاج). يقع هذا المحجر على مسافة 145 كلم جنوب مدينة طرابلس. هذا وتم تكرار كل هذه الاختبارات لكل محجر في مناطق الدراسة المختلفة.

جدول 1: ملخص نتائج الاختبارات للركام الخشن والناعم لمحجر الإنعتاق

طريق إجراء الاختبار	المقاس الأقصى Max. Agg. Size للركام				Test الاختبار
Testing Procedure	6مم	مم 12.5	مم 19	مم 32	
AASHTO T-84	2.564	2.554	2.563	2.575	Bulk Specific gravity (dry) (الكثافة النوعية الكلية (الجافة
	2.603	2.620	2.618	2.623	Bulk Specific gravity (SSD) (الكثافة النوعية الكلية (مشبعة جافة السطح
AASHTO T-85	2.668	2.735	2.713	2.705	Specific gravity (Apparent) (الظاهرية) الكثافة النوعية الكلية
-	1.52	2.58	2.16	1.86	Water Absorption, (%) نسبة الامتصاص
AASHTO T96 */Grade B **/Grade C		27.1**	26.3*		Los Angeles Abrasion Value, (%) قيمة لوس انجلوس للتاكل
AASHTO T-176	63.9	-	-	-	Sand Equivalent Value, (%) قيمة المكافئ الرملي
BS 812	-	14.2	20.1	16.2	Elongation Index, (%) مؤشر النحولة
	-	12.2	17.2	18.9	Flakiness Index, (%) مؤشر التفلطح
	-	-	28.9	-	Crushing Value, (%) قيمة التهشيم
	-	-	20.0	-	Impact Value, (%) قيمة الصدم

جدول 2: ملخص نتائج التدرج الحبيبي للركام الخشن والناعم لمحجر الإنعتاق

مقاس المنخل Sieve Size	Passingنسبة المار (%) %			
مم	32 مم	19 مم	12.5 مم	6 مم
31.75	100	–	–	–
25.4	98.0	–	–	–
19.1	88.2	100	–	–
12.5	6.9	66.5	100	–
9.0	0.9	16.6	95.4	–
6.3	0.2	0.9	50.6	100
4.75	0.1	0.3	21.8	98.9
2.36	0.1	0.2	0.9	80.8
1.18	0.1	0.2	0.9	56.0
0.60	0.1	0.2	0.5	43.1
0.300	0.1	0.2	0.5	22.7
0.150	0.1	0.2	0.5	8.5
0.075	0.1	0.2	0.5	4.8

جدول3: نتائج اختبارات التحليل الكيميائي والمعدني للركام الخشن والناعم في المحاجر بالمنطقة الشمالية الغربية (4,3)

رقم العينة	موقع العينة	التركيب الكيميائي			التركيب المعدني			تصنيف العينة
		الاسم	المركب Phase	المجموع %	%Quartz	%Calcite	%Dolomite	
1	محجر الانعتاق (قصر الحاج)	أكسيد الكالسيوم	CaO	46.030				Dolomite
		أكسيد الماغنسيوم	MgO	7.552				
		ثاني أكسيد السليكون (الرمل)	SiO2	3.803				
		أكسيد الحديديك	Fe2O3	0.429				
		أكسيد الألومينيوم	Al2O3	0.283				
		ثالث أكسيد الكبريت	SO3	0.101				
		أكسيد البوتاسيوم	K2O	0.081	3. 50	17. 30	79. 3	
		أكسيد الصوديوم	Na2O	0.055				
		أيون الكلوريد	Cl	0.048				
		أكسيد الإسترانشيوم	SrO	0.038				
		أول أكسيد المنجنيز	MnO	0.032				
		أكسيد التيتانيوم	TiO2	0.030				
		خامس أكسيد الفوسفور	P2O5	0.012				
		أكسيد الزنك (الخارصين)	ZnO	0.007				
		الفقد في الحريق	L.O.I	41.5				
		أكسيد الماغنسيوم	MgO	7.884				

تحليل ومناقشة النتائج

يتبين من نتائج الاختبارات والموضحة بالشكل 2 أن قيم الكثافة النوعية الجافة كانت 2.575 لحجم الركام ***32*** مـــم و 2.563 لحجم الركام 19 مم و 2.554 لحجم الركام 12.5 مم و2.564 لحجم الركام 6 مم . يتبين من نتائج الكثافة النوعية الجافة لمقاسات الركام الخشن والناعم لمحجر الإنعتاق تقاربها بحيث أن الاختلاف بين أعلى قيمة للكثافة النوعية الجافة ،وهي لحجم الركام 32 مم وأقل قيمة وهي لحجم الركام 6 مم نجد أن الاختلاف بينهما في حدود 0.43% . يدل هذا على عدم الاختلاف الكبير لقيم الكثافة النوعية لأحجام الركام المختلفة لهذا المحجر والتي تتراوح من 32 مم إلى 6 مم. الكثافة النوعية المشبعة جافة السطح كانت 2.623 لحجم الركام 32 مم و 2.618 لحجم الركام 19 مم و 2.620 لحجم الركام 12.5 مم و2.603 لحجم الركام 6 مم . يتبين من نتائج الكثافة النوعية المشبعة جافة السطح لمقاسات الركام الخشن والناعم لمحجر الإنعتاق أيضا تقاربها بحيث أن الاختلاف بين أعلى قيمة للكثافة النوعية المشبعة جافة السطح وهي لحجم الركام 32 مم وأقل قيمة وهي لحجم الركام 6 مم نجد أن الاختلاف بينهما في حدود 0.76%، يدل هذا على عدم الاختلاف الكبير لقيم الكثافة النوعية المشبعة جافة السطح لإحجام الركام المختلفة لهذا المحجر والتي تتراوح من 32 مم إلى 6 مم مما يبين تجانس الركام المنتج لهذا المحجر.

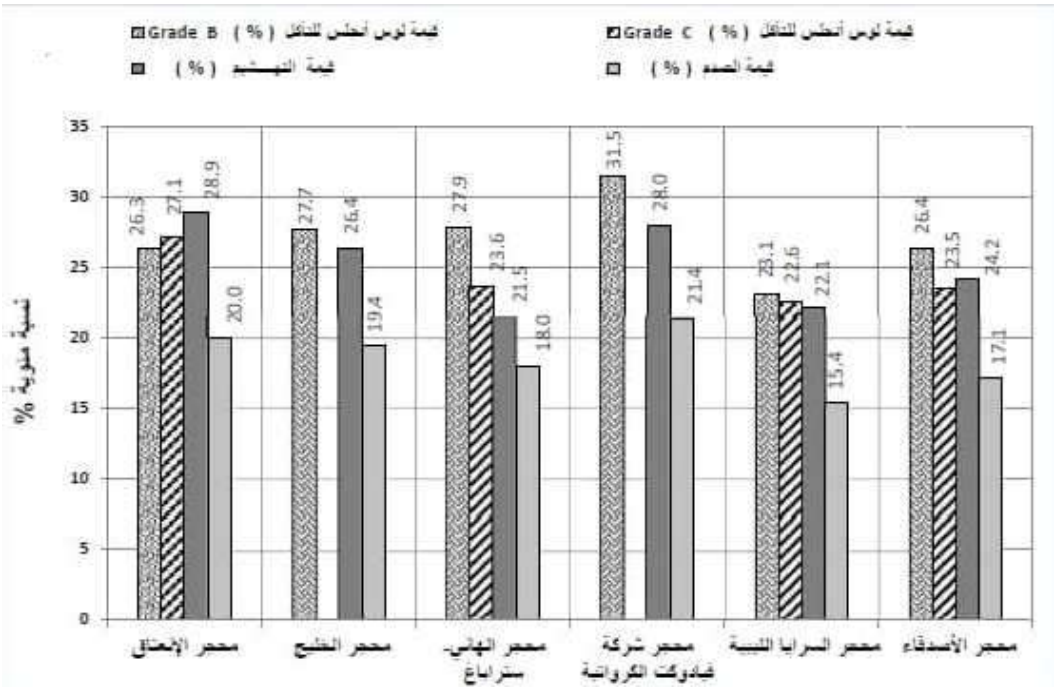
نسبة الإمتصاص للركام بمحجر الإنعتاق كانت 1.86% لحجم الركام 32 مـــم و 2.16% لحجم الركام 19 مـــم و 2.58% لحجم الركام 12.5 مم و1.52% لحجم الركام 6 مم . يتبين من نتائج اختبار إمتصاص الركام الخشن والناعم للماء أنها ليست متقاربة بحيث أن أعلى قيمة لنسبـــة الإمتصاص هي لحجم الركام 12.5 مم وهـــي تســـاوي 2.58% ، و أقل قيمة لنسبة الإمتصاص هي لحجم الركام 6 مم وهي تساوي 1.52% وجد أن الاختلاف بينهما هو بنسبة 41% ، وهذا يدل على وجود اختلاف كبير في نسب إمتصاص الركام للماء بهذا المحجر وبالرغم من هذا الاختلاف الكبير في نسبة الإمتصاص للماء لأحجام الركام المختلفة ، لكن يتقارب جميعها مع حدود المواصفات المسموح بها للاستخدام في أعمال الرصف الإسفلتي حيث يجب ألا تتجأوز نسبة الإمتصاص للركام الخشن 2% وللركام الناعم 2.50%(5,3). كانت قيمة اختبار لوس أنجلس للتأكل بمحجر الإنعتاق 26.3% لحجم الركام 19 مم و 27.1% لحجم الركام 12.5 مم. يتبين من نتائج اختبار لوس أنجلس للركام الخشن أنها متقاربة بحيث أعلى قيمة لاختبار لوس أنجلس هي لحجم الركام 12.5 مم و تسأوي 27.1% وأقل قيمة هي لحجم الركام 19 مم وتسأوي 26.3% ، وجد أن الاختلاف بينهما في حدود 2.9% ، وهذا يدل على عدم وجود اختلاف كبير لقيم اختبار لوس أنجلس لأحجام الركام المختلفة بهذا المحجر.

قيمة اختبار المكافئ الرملي لمحجر الإنعتاق والذي يجرى لتحديد نسبة المواد الناعمة كانت 63.9% لحجم الركام 6 مم ، قيمة اختبار مؤشر النحولة (Elongation Index) بمحجر الإنعتاق كانت 16.2% لحجم الركام 32 مم و 20.1% لحجم الركام 19 مم و 14.2% لحجم الركام 12.5 مم . يتبين من اختبار مؤشر النحولة للركام أنها ليست متقاربة بحيث أن أعلى قيمة لاختبار مؤشر النحولة هي لحجم الركام 19 مم وتسأوي 20.1% ، وأقل قيمة هي لحجم الركام 12.5 مم وتسأوي 14.2% ، وجد أن الاختلاف بينهما في حدود 29.35% ، وهذا يدل على وجود اختلاف كبير بين قيم مؤشر النحولة لأحجام الركام المختلفة بهذا المحجر .

قيمة اختبار مؤشر التفلطح (Flakiness Index) بمحجر الإنعتاق كانت 18.90% لحجم الركام 32 مم و 17.2% لحجم الركام 19 مم و 12.2% لحجم الركام 12.5 مم . يتبين من اختبار مؤشر التفلطح للركام أنها ليست متقاربة بحيث أن أعلى قيمة لاختبار مؤشر التفلطح هي لحجم الركام 32 مم وتسأوي 18.9% ، وأقل قيمة هي لحجم الركام 12.5 مم وتسأوي 12.2% ، وجد أن الاختلاف بينهما في حدود 29.35% ، وهذا يدل على وجود اختلاف كبير بين قيم مؤشر التفلطح لأحجام الركام المختلفة بهذا المحجر.

قيمة اختبار التهشيم لمحجر الانعتاق كانت 28.9% لحجم الركام 19 مم. قيمة اختبار الصدم لمحجر الانعتاق كانت 20.0% لحجم الركام 19 مم. هذا ويوضح الشكل رقم (2) خواص القوة للركام المنتج من محاجر المنطقة الشمالية الغربية. نلاحظ من اختبارات تحديد القوة للركام والتي تشمل اختبارات لوس أنجلس للبري واختبارات الصدم والتهشيم أعطت نتائج جيدة ولا يوجد اختلاف كبير بينها مما يدل على قوة الركام المنتج في هذا المحجر وجودته .

بينت اختبارات التركيب المعدني والكيميائي للركام كما هو موضح بالجدول 3، ان المعدن الغالب لصخور بهذا المحجر الثلاث هو معدن الدولميت بنسبة = 79.3% يليه معدن الكالسيت بنسبة = 17ز3% مع القليل من الكوارتز بنسبة = 3.5%. كذلك بينت هذه الاختبارات أن التركيب الكيميائي الغالب على الركام بهذا المحجر هو اكسيد الكالسيت.



شكل (2) يوضح قيم اختبارات خواص القوة للركام 2)بمحاجر المنطقة الشمالية الغربية

الإستنتاجات

من خلال نتائج الاختبارات التي تم القيام بها في هذه الدراسة والتي بواسطتها تم توثيق خواص الركام المستخدم في تنفيذ الخلطات الإسفلتية بمختلف مناطق ليبيا فإنه قد تم التوصل إلى العديد من الاستنتاجات وهي كالتالي:.

1. قيم الكثافة النوعية الكلية (الجافة) كانت أعلى قيمة لمحجر السرايا بمنطقة رأس أقديح وتسأوي 2.696 لحجم الركام 5 مم بينما كانت أقل قيمة لمحجر شركة فيادوكت الكرواتية بمنطقة غدامس وتسأوي 2.531 لحجم الركام 14 مم.
2. قيم الكثافة النوعية الكلية (مشبعة جافة السطح) كانت أعلى قيمة لمحجر السرايا بمنطقة رأس أقديح وتسأوي 2.699 لحجم الركام 14 مم بينما كانت أقل قيمة لمحجر شركة فيادوكت الكرواتية بمنطقة غدامس وتسأوي 2.558 لحجم الركام 31.8 مم.
3. قيم الكثافة النوعية الكلية (الظاهرية) كانت أعلى قيمة لمحجر السرايا بمنطقة رأس أقديح وتسأوي 2.765 لحجم الركام 14 مم بينما كانت أقل قيمة لمحجر شركة فيادوكت الكرواتية بمنطقة غدامس وتسأوي 2.645 لحجم الركام 31.8 مم.
4. قيم نسبة الإمتصاص لحجم الركام كانت أعلى قيمة لمحجر الخليج بمنطقة الرابطة وتسأوي 2.90 % لحجم الركام 9 مم بينما كانت أقل قيمة لمحجر الهانئ / ستراباغ بمنطقة رأس اللفعة وتسأوي 0.70% لحجم الركام 9 مم.
5. قيمة اختبار لوس أنجلس للركام (***Grade B***) كانت أعلى قيمة لمحجر شركة فيادوكت الكرواتية بمنطقة غدامس وتسأوي 31.5% بينما كانت أقل قيمة لمحجر الإنعتاق بمنطقة قصر الحاج وتسأوي 26.3% .
6. قيمة اختبار لوس أنجلس للركام (***Grade C***) كانت أعلى قيمة لمحجر الإنعتاق بمنطقة قصر الحاج وتسأوي 27.1% بينما كانت أقل قيمة لمحجر السرايا الليبية بمنطقة رأس أقديح وتسأوي 22.6% .
7. قيمة اختبار التهشيم للركام كانت أعلى قيمة لمحجر الإنعتاق بمنطقة قصر الحاج وتسأوي 28.9% بينما كانت أقل قيمة لمحجر الهانئ / ستراباغ بمنطقة رأس اللفعة وتسأوي 21.5% .
8. قيمة اختبار الصدم للركام كانت أعلى قيمة لمحجر شركة فيادوكت الكرواتية بمنطقة غدامس وتسأوي 21.4% بينما كانت أقل قيمة لمحجر السرايا الليبية بمنطقة رأس أقديح وتسأوي 15.4% .
9. قيمة اختبار المكافئ الرملي للركام كانت أعلى قيمة لمحجر الهانئ / ستراباغ بمنطقة رأس اللفعة وتسأوي 82.0% لحجم الركام 3 مم بينما كانت أقل قيمة لمحجر شركة فيادوكت الكرواتية بمنطقة غدامس وتسأوي 59.6% لحجم الركام 3 مم.

10. قيمة اختبار مؤشر النحولة للركام كانت أعلى قيمة لمحجر الهانئ / ستراباغ بمنطقة رأس اللفعة وتسأوي 30.2% لحجم الركام 22 مم بينما كانت أقل قيمة لمحجر الخليج بمنطقة الرابطة وتسأوي 0.17% لحجم الركام 9 مم . قيمة اختبار مؤشر التفلطح للركام كانت أعلى قيمة لمحجر الهانئ / ستراباغ بمنطقة رأس اللفعة وتسأوي 32.4% لحجم الركام 19 مم بينما كانت أقل قيمة لمحجر الخليج بمنطقة الرابطة ولمحجر الأصدقاء وتسأوي 6.1% لحجم الركام 12 مم .
11. يتضح من اختبار التحليل الكيميائي والمعدني للركام أن التركيب الغالب للمنطقة الشمإلية الغربية هو الدولوميت (***Dolomite***) والكالسيت (***Calcite***) حيث كانت أعلى قيمة لحجر الدولوميت هي 93.0% لمحجر السرايا الليبية بمنطقة رأس أقديح بينما كانت أعلى قيمة لحجر الكالسيت هي 98.10% لمحجر الهانئ/ستراباغ بمنطقة رأس اللفعة .

التوصيـات

1. هذه الدراسة اقتصرت على توثيق خواص الركام لأربع مناطق في ليبيا وهي المنطقة الشمإلية الغربية والمنطقة الوسطى والمنطقة الشمإلية الشرقية والمنطقة الجنوبية الغربية، وعليه نقترح بتوسيع الدراسة لتشمل المنطقة الممتدة من أجدابيا إلى الكفرة والقريبة من الحدود الجنوبية الشرقية .
2. تصميم خلطات إسفلتية لكل محجر بحسب خواص الركام الموثقة له وذلك للتعرف على مدى تأثير خواص الركام على الخلطات الإسفلتية لكل محجر .
3. تم دراسة التركيب الكيميائي والمعدني للركام لكل محجر، وبالتإلى نوصي بالاستفادة من هذه الدراسة حيث بواسطة معرفة هذا التركيب يمكن الاستفادة منه في صناعات محلية غير تصنيع الركام المستخدم في رصف الطرق فيمكن الاستفادة من هذه الدراسة في صناعة السراميك والزجاج وغيرها .

المراجع

1. محمد خليفة، محمد عمران امبارك، 2003، كتاب هندسة الرصف، منشورات مكتب الاستشارات و البحوث ، كلية الهندسة ، جامعة طرابلس، الطبعة الأولى، ليبيا.
2. فضل محمد إدريس محمد، 2012، دراسة لتوثيق خواص الركام المستخدم في تنفيذ الخلطات الإسفلتية بمختلف مناطق ليبيا ، رسالة ماجستير، جامعة طرابلس، كلية الهندسة، قسم الهندسة المدنية.
3. شريفة عبدالسلام بالاشهر، 2006، تأثير اختلاف نوع المادة المالئة في خواص وسلوك الخلطات الإسفلتية ، رسالة ماجستير ، جامعة طرابلس ، كلية الهندسة ، قسم الهندسة المدنية.
4. محمد خليفة علي و فضل المالكي، 2019، تحديد الخواص الكيميائية والمعدنية للركام المستخدم في اعمال الرصف الإسفلتي والخرساني بمناطق مختلفة في ليبيا وذلك باستخدام التحليل الاشعاعي السيني، المؤتمر الوطني السابع لمواد البناء والهندسة الانشائية ، جامعة عمر المختار ، البيضاء ، ليبيا.
5. المواصفات الليبية لاعمال الطرق والجسور، 2017، مصلحة الطرق والجسور، الاصدار الأول، طرابلس ، ليبيا.

Effects of Calcium Carbonate, Treated Palm Oil Fuel Ash and Portland Cement Fillers on The Moisture Sensitivity of Asphalt Mastic Using Mechanical Shaker Test

Foad Mohamed Elkut[1], Meor Othman Hamzah[2]
1 Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Elmergib University, Libya
2 School of Civil Engineering, Engineering Campus, Universiti Sains Malaysia, Penang, Malaysia

ABSTRACT

Paving materials experience substantial amounts of environmental damage of surface layers throughout their lifespan. One of the most prominent forms affecting the durability is caused by weakening the cohesion strength and failure of adhesion between asphalt binder and aggregate (stripping), which is a common problem due to poor water drainage from the road surface. The aim of this paper is to evaluate the responses to the use of a developed asphalt modifier named calcium carbonate (CaCO3) combined with Treated Palm Oil Fuel Ash (TPOFA) and Portland cement (OPC) to improve the properties of asphalt mastic. The loose coated aggregate (60/70 asphalt binder blended with 5, 10, 15, and 20 % of modifier/filler were mixed with cubical granite aggregate fraction that passed through the 9.5 mm sieve and retained on a 6.3 mm sieve) were prepared to evaluate adhesive of asphalt mastic before and after moisture damage process using Mechanical Shaker test. The results indicated that moisture susceptibility of asphalt mastic was reduced as modifier/filler content increased. This trend indicates that using 15% (CP) as anti-moisture-susceptible materials may particularly improve to rutting resistance after being exposed to moisture-induced damage, provide a better pavement durability. Furthermore, a significant interaction between the anti-stripping additives and test duration results in severe adhesive failure.

Keywords: Asphalt mastic, fuel ash, stripping, cohesion, adhesive.

INTRODUCTION

The phenomenon of breaking of the bond between the aggregate and the binder is known as stripping. Typically caused by a reduction in strength of the internal adhesive and/cohesive bonds of the material, which causes many surface manifestations like rutting, raveling and cracking [1, 2]. To prevent moisture susceptibility, proper mix design is essential and use of ant-stripping agents such as amines, liquid polymers and solids like hydrated lime and fly ash [3]. Asphalt mastic is a combination of asphalt binder and filler that influence the overall mechanical performance of asphalt mixtures as well as placement workability [4]. The properties of mineral filler have a significant effect on asphalt properties in terms of permanent deformation, fatigue cracking and moisture susceptibility [5]. The aggregate composition and type have a much stronger influence on the adhesion and bonding of the asphalt to the surface than does the asphalt [6]. Several studies have been performed in order to evaluate the behavior of mastics made with different fillers concluded that the behavior of the asphalt mixture is mainly attributed to the performance of the asphalt mastic [7]. Moisture damage is usually not limited to one mechanism rather than the result of a combination of many processes. The micro and macro mechanisms are considered to be the two mainstreams studies in the stripping evaluation of asphalt mixtures. The micro mechanisms are further classified into mechanical theory, chemical reaction theory, molecular orientation theory, surface energy theory, weak boundary theory, and micro-theories include the six traditional mechanisms. Whereas, macro mechanisms encompass formation of excess pore pressure in saturated pavement, hydraulic scouring, physical erosion of asphalt due to high velocity hydraulic flows [8]. Interaction between cement filler particle and asphalt improved engineering properties of asphalt mixtures [9]. From a chemical standpoint, the literature is clear that though neither asphalt nor aggregate has a net charge, components of both have no uniform charge distributions, and both behave as if they have charges that attract the opposite charge of the other materials [10]. Current approaches to characterise moisture damage in asphalt mixture range from qualitative visually assessment of binder stripped form the aggregates to comprehensive quantitative parameters based on principles of continuum and fracture mechanics. In this study, the development of efficient tools to assess compatibility between aggregates and binders. The study aims at developing a Framework of the easily implementable test procedures to investigate the moisture susceptibility characteristics of the asphalt mastics containing anti-stripping additives using Mechanical Shaker testing procedures.

MATERIALS

A conventional binder grade 60/70 supplied by SHELL Company was used and its properties are shown in Table 1. The crushed granite coarse aggregates and fine aggregate with different gradations were supplied by a local quarry in Penang (Kuad Sdn. Bhd.). The aggregates used to prepare asphalt mixture specimens were Geometrically Cubical Aggregate (GCA), which were cubical in shape and had a rough surface texture. The aggregates were initially cleaned to remove excessive dust, and followed by oven-drying for 24 hours at 105 ± 5°C. The aggregates were then mechanically sieved and separated into the selected size ranges. Raw POFA was collected from a nearby palm oil mill in Nibong Tebal, Penang, Malaysia. The POFA sample was heated at 500oC for 1 hour in a furnace and then subjected to the second stage grinding to form TPOFA.

Table 1: Properties of base binder

Aging condition	Property	values
Unaged	Penetration [1/10 mm]	63
	Softening Point [ºC]	48
	Ductility @ 25 ºC [cm]	115
	Relative Density @ 25ºC	1.03
	G*/sinδ @ 64ºC [Pa]	1621.40
Short term aged	G*/sinδ @ 64ºC [Pa]	3584.20
Long term aged	G* sinδ @ 25ºC [MPa]	4.51

Asphalt Mastics Preparation

During the preparation of asphalt mastics, approximately 800g of the base binder was preheated in a 2-litre capacity metal container. Upon reaching 145±5°C, a weighted amount of a combination of filler by 5%, 10%, 15% and 20% of binder mass was added to the 60/70 base binder and stirred using a high shear mixer for 30 min at 3100 rpm throughout the mixing process. To simplify the identification of asphalt mastics, the samples are designated first by their main filler, followed by secondary filler and then filler content as shown in Table 2.

Table 2: Asphalt Mastics Designation

Binder	Filler Type	Filler Content* (%)	Description	Designation
60/70	-	0	-	Control
60/70	Calcium carbonate	5	3.75 % $CaCO_3$+1.25% OPC	CO5
		10	7.50 % $CaCO_3$+2.50 % OPC	CO10
	Ordinary Portland Cement	15	11.25% $CaCO_3$+3.75% OPC	CO15
		20	15% $CaCO_3$+5% OPC	CO20
60/70	Calcium carbonate	5	3.75 % $CaCO_3$+1.25% TPOFA	CP5
		10	7.50 % $CaCO_3$+2.50 % TPOFA	CP10
	Treated Palm Oil Fuel Ash	15	11.25% $CaCO_3$+3.75% TPOFA	CP15
		20	15% $CaCO_3$+5% TPOFA	CP20

(*): The quantity was chosen based on the previous studies and the combination based on OPUS aggregate gradation, which was formulated with (6.0% $CaCO_3$+2% OPC) of filler.

Sample Preparation for Stripping Test

The preparation of samples was conducted based on the following procedures:

I. The sample was prepared using 600g of the aggregate fraction that passed through the 9.5 mm sieve and retained on a 6.3 mm sieve.

II. The aggregates and the asphalt binder were blended at their corresponding mixing temperatures (160ºC). Then, the samples were transferred onto a tray and left to cool at ambient temperature as shown in Fig. 1 (a).

III. Each sample was placed in soft plastic bags, filled with water and immersed in a water bath at 60ºC for 18 hours as shown in Fig. 1 (b).

IV. Sodium Carbonate ($Na2CO_3$) solution was prepared by dissolving $Na2CO_3$ in water (900/600 ml/g) and introduce to the sample for accelerating the stripping process.

(a) Sample on a Tray (b) Sample Immersed in Water Bath

Fig. 1:Preparation of Samples for Stripping Test

Stripping Test Using Mechanical Shaker

The loose mixture resistance to stripping was performed according to BS EN12697 (BS, 2008) procedures. A mechanical shaker adopted from the sand equivalent test that was capable of producing a horizontal oscillating motion with a modified holder was employed for this test. Additionally, a transparent fabricated acrylic plastic cylinder with a 95 mm diameter and a 2500 ml capacity, rubber stopper and other accessories were used in this test as shown in Fig. 2. The test was performed by subjecting the specimen to a reciprocating motion parallel to the length of the cylinder at a designed cycle rate.

Fig. 2: Mechanical Shaker Machine

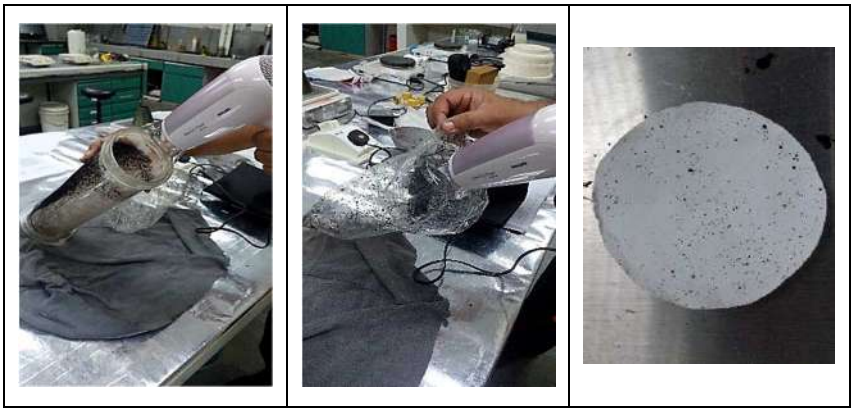
The asphalt loose sample was placed in an acrylic plastic cylinder fixed with a rubber stopper then subjected to the shaking process by an oscillating motion in a horizontal position using the mechanical shaker for 1 and 10 minutes as shown in Fig. 3 (a). The filter paper was dried in the oven for 10 minutes at 105ºC before the test, then the dry mass was weighted and placed in the funnel. The plug was pulled out, the liquid was immediately poured into the funnel with a filter paper, and pressure pump was turned on to hasten the percolation process in the funnel as shown in Fig. 3 (b).

(a) Shaking Process

(b) Hasten the Percolation Process

Fig. 3: Test Procedures

After finishing the test, the acrylic plastic cylinder was dried using a hot air blower to remove the water as shown in Fig. 4 (a) and the mass of the cylinder containing binder inside the cylinder wall was weighted. Fig. 4 (b) shows the binder left in the plastic bag after conditioning of samples using air dryer. Fig. 4 (c) shows the binder stripped at the filter paper after drying in the oven for 30 minutes at 105ºC.



(a) Acrylic Cylinder (b) Plastic Bag (c) Filter Paper

Fig. 4:The Process of Drying Water

The result was evaluated based on the percentage of stripped binder on the filter paper, the binder sticker inside the cylinder wall and the binder sticker inside plastic bag after immersion of the sample using Equation (1).

$$A_f = \frac{W_f + W_c + W_b}{W_B} \times 100 \quad (1)$$

Where:

A_f = Adhesive failure (%)

W_f = Stripped binder on the filter paper.

W_c = Stripped binder on the cylinder wall

W_b = Stripped binder on the plastic bag.

W_B = Wieght of binder on the sample.

RESULTS

The stripping test results measured in terms of adhesive failure of asphalt mastics triggered by the mechanical-shaking process as shown in Fig. 5.

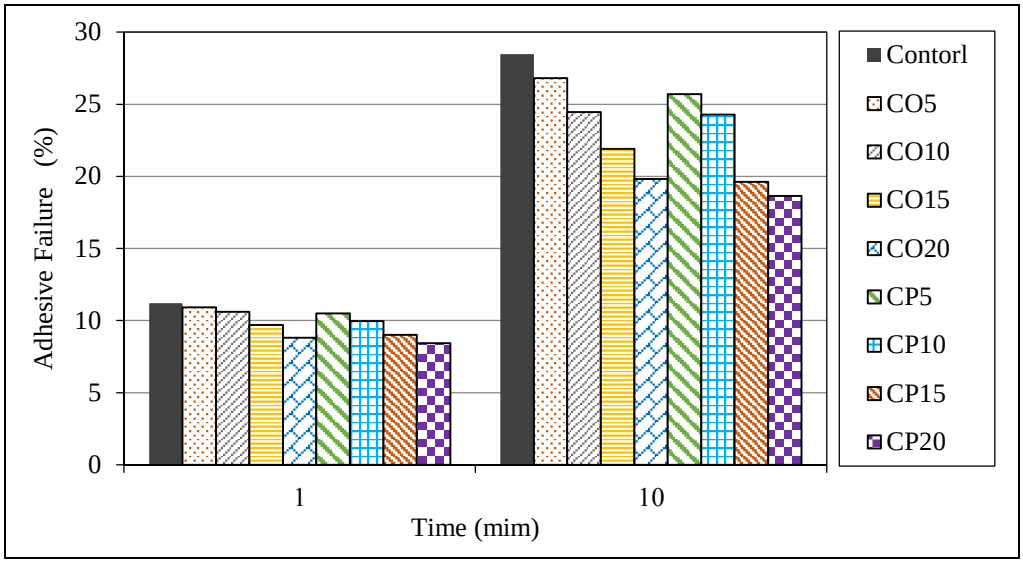


Fig. 5:The Effects of Anti-Stripping Agent on Asphalt Mastics

The test results indicate that the samples prepared with asphalt mastics have a lower percentage of stripping compared with control sample. The CO5 exhibits a higher bitumen stripping with approximately 26.8% compared to CP20, which is 18.4% after 10-min test duration. The trend also indicates that an increase in test duration results in a more severe adhesive failure. Therefore, loose mix specimens incorporating TPOFA proved to better resisting stripping compared with loose mix specimens incorporating OPC regardless of mixing temperature. These effects can be attributed to TPOFA containing chemical compounds that increases the interaction between the aggregate surface and the bitumen binder, improving the bitumen–aggregates bond. From the limited data obtained, a two-way ANOVA at 95% confidence level ($\alpha = 0.05$) was conducted to examine the level of significance of test parameters on asphalt mastics as shown in Table 3. The results also indicate a significant interaction between the anti-stripping additives and the time used on the binder stripping.

Table 3: Two-way ANOVA on the effects of the shaking process

Source	DF	SS	MS	F	p-value
Anti-Stripping	2	39.32	19.660	67.35	<0.001
Time	1	980.41	980.414	3358.72	<0.001
Interaction	2	9.71	4.855	16.63	<0.004
Error	6	1.75	0.292		
Total	11	1031.20			

R-Sq = 99.83% R-Sq(adj) = 99.69%

CONCLUSIONS

Changes in the internal or external conditions due to transport technique and the response of the system to loss of capacity due to the deterioration of cohesive or adhesive bonds are the main components of moisture damage mechanisms. The stripping test using mechanical shaker results indicated that moisture susceptibility of asphalt mastic was reduced as modifier/filler content increased. This trend indicates that using 15% (CP) as anti-moisture-susceptible materials may particularly improve to rutting resistance after being exposed to moisture-induced damage, provide a better pavement durability. Furthermore, a significant interaction between the anti-stripping additives and test duration results in severe adhesive failure. On other hand, the use of TPOFA in the construction of roads helps to consume large quantity of Palm Oil Fly Ash. Thus, these processes are environment friendly and giving better infrastructure. For future studies, I recommend to evaluating and comparing results obtained in the foregoing research on mastics, along with the mechanical performance of asphaltic mixtures.

ACKNOWLEDGMENT

The authors wish to express their thanks to the Malaysian Ministry of Higher Education for funding this research through the Exploratory Research Grant Scheme ERGS/1/2013/TKO8/USM/01/01 which enables this study to be conducted.

REFERENCE

1. Xiao, F., Jordan, J., and Amirkhanian, S. N. 2009. “Laboratory investigation of moisture damage in warm mix asphalt containing moist aggregate.” Transp. Res. Rec., 2126, 115–124
2. Caro, S., Masad, E., Bhasin, A., and Little, D. N. 2008. “Moisture susceptibility of asphalt mixtures, Part 1: Mechanisms.” Int. J. Pavement Eng., 92, 81–98.
3. Sebaaly, P. E., Little, D., Hajj, E. Y., and Bhasin, A. (2007). “Impact ofl ime and liquid antistrip agents on properties of Idaho hot-mix asphalt mixture.” Transp. Res. Rec., 1998, 65–74.
4. Hamzah, M. O., and Elkut, M. F. (2015). Effects of Calcium Carbonate and Treated Palm Oil Fly Ash on the Rheological Properties of Asphalt Mastic. In Applied Mechanics and Materials (Vol. 802, pp. 321-326). Trans Tech Publications Ltd.

5. Zulkati, A., Diew, W. Y., and Delai, D. S. (2012). Effects of fillers on properties of asphalt-concrete mixture. Journal of transportation engineering, 138(7), 902-910.
6. Liao, M. C., Airey, G., and Chen, J. S. (2013). Mechanical Properties of Filler-Asphalt Mastics. International Journal of Pavement Research & Technology, 6 (5).
7. Bastidas-Martínez, J. G., Rondón-Quintana, H. A., and Muniz de Farias, M. (2021). Behavior of asphalt mastics containing different materials as filler. Canadian Journal of Civil Engineering, 48(4), 347-355.
8. Kakar, M. R., Hamzah, M. O., and Jan Valentin. (2015) "A review on moisture damages of hot and warm mix asphalt and related investigations". Journal of Cleaner Production 99: 39-58.
9. Xiao, F., Zhao, W., Gandhi, T., and Amirkhanian, S. N. (2010). Influence of antistripping additives on moisture susceptibility of warm mix asphalt mixtures. Journal of Materials in Civil Engineering, 22(10), 1047-1055.
10. Yin, Y., Chen, H., Kuang, D., Song, L., and Wang, L. (2017). Effect of chemical composition of aggregate on interfacial adhesion property between aggregate and asphalt. Construction and Building Materials, 146, 231-237.

Studying the Effect of Adding the Natural Fibers on Properties of Bituminous Mixtures

Ali Mohamed Zaltuom[1], Mohamed Muftah Frarg[2] and Abdu Almnam Ashur Akhmira [3]

1 Elmergib University
2 College of Technical Engineering
3 Elmergib University

ABSTRACT

Bituminous mixture is usually a mixture of course, fine, filler and binder. A Hot Mix Asphalt is a bituminous mixture that mixes places and compacts all the components at high temperatures. This paper presents a study to assess the laboratory to perform hot mixed asphalt (HMA) using coconut fiber as an additive, which thought that the addition of fibers to asphalt enhances material strength and fatigue characteristics adding ductility. Because of their inherent compatibility with asphalt cement and excellent mechanical properties, coconut fiber might offer an excellent potential for asphalt modification. It has been used in this research, coir nature cleaned and cut by hand into small lengths ranging from 25-50 mm to facilitate the process of mixing with asphalt. Founded in coconut fiber fine with different contents 0% .3% and 5% in the mixture using a wet process. Samples were prepared from mixtures of asphalt and tested by Marshall after a design. The amount of coconut fiber fit inverse properties with voids filled with asphalt (VFA), note also in the flow shows that there are conflicting shuffle by adding 0%, 3% and 5% of the fibers in the mixture. The results showed that the coconut fiber could be used as an additional material in asphalt mixture. However, the use should not be more than 3%, and the incorporation of coconut fiber into an Asphalt concrete (AC) mixture would enhance its tensile strength properties. Resulting in a decrease in cracking due to cold temperatures, increasing its resistance to performing, longer lasting asphalt pavement.

Keywords: asphalt mixture, coconut fiber, improving, and materials preparation.

INTRODUCTION

Nowadays, an estimated 500 million tons of hot mix asphalt is produced and placed in pavement in the United States alone, costing about $10.5 billion [1]**.** Scientists and engineers are constantly trying to improve the performance of these pavements through programs such as the Strategic Highway Research Program (SHRP). Extensive research continues in an attempt to optimize the super pave system and construct better performing, longer lasting asphalt pavements. Modification of the asphalt binder is one approach taken to improve pavement performance. Even though research has proven that adding polyester fibers to asphalt mixtures increases toughness, there has been minimal utilization of fibers to boost toughness[2].Currently the addition of polymers is a common method for binder modification, although fibres of various types have also been evaluated. It is thought that the addition of fibers to asphalt enhances material strength and fatigue characteristics while adding ductility. Because of their inherent compatibility with asphalt cement and excellent mechanical properties, Coconut fiber might offer an excellent potential for asphalt modification. It is thought that the incorporation of Coconut fiber into an AC mixture would enhance its tensile strength properties, resulting in a decrease in cracking due to cold temperatures and repeated loading at intermediate temperatures, while stiffening the mixture at high temperatures, increasing its resistance to permanent deformation**.**

Pavement damage is a continuous problem faced by road users. New roads tend to damage after only two or three years, due to traffic movement even though they have been designed to last longer[3]. Repeated application of traffic loads causes structural damage to asphalt pavement in a form of rutting which occurs along the wheel track. Natural fibres have been to focus on research efforts with purpose to overcome those pavement problems. The degree of improvement and the cost effectiveness of using natural fibres in asphalt mixes have not been firmly established. Most of developed countries also encounter the same problem because of the limited information available on the effectiveness of using natural fibres in asphalt mixes and they are not well documented. Although many studies have been performed to investigate the effectiveness of using natural fibres in modifying the hot mix asphalt mixes. These could be due to difference devices used, testing environments, and also the size of the experiment conducted. Thus, there is a need to conduct a study to evaluate the performance of hot mixes asphalt (HMA) composed of asphalt cement that being modified using Coconut fibre. The objective of this study is to investigate the effect of adding Coconut Fibre into hot mix asphalt mixture by using wet process by preparing number of samples on the bituminous mix with varied proportions and test them to find out the optimum from it. Further, the bituminous mixes thus have been evaluated in terms of the engineering properties.

MATERIALS USED FOR THE STUDY

This research covers several stages, starting from the preparation phase, verifying the quality of the new material, coconut fibre, which can be added to the mix aggregate gradation, mix design stage to the implementation stage of testing in the laboratory with the Marshall test. The materials used in this study were aggregates, bitumen, and Stabilizing Additives (Coconut fibre).

Material Properties

Aggregate :There are various types of aggregates, which can be used in bituminous mixes. The aggregates used to manufacture bituminous mixes can be obtained from different natural sources. These are termed as natural aggregates and can be used with or without further processing. The aggregates can be further processed and finished to achieve good performance characteristics. Industrial by products such as steel slag, blast furnace slag etc. Aggregate used in the study consist of coarse aggregates, fine aggregates and filler. The laboratory tests carried out in this study were to meet the requirements of standards [4], with the exception of coconut fibre length.

The laboratory tests carried out in this study were sieve analysis. At the preliminary stage, aggregate were sieved according to AASHTO T 27-88 and separated according to the size of sieves on the selected aggregate gradation. The total weight of aggregates needed was 1200 grams. The aggregate gradation specification and the selected gradation used in this study are shown in Figure 1.

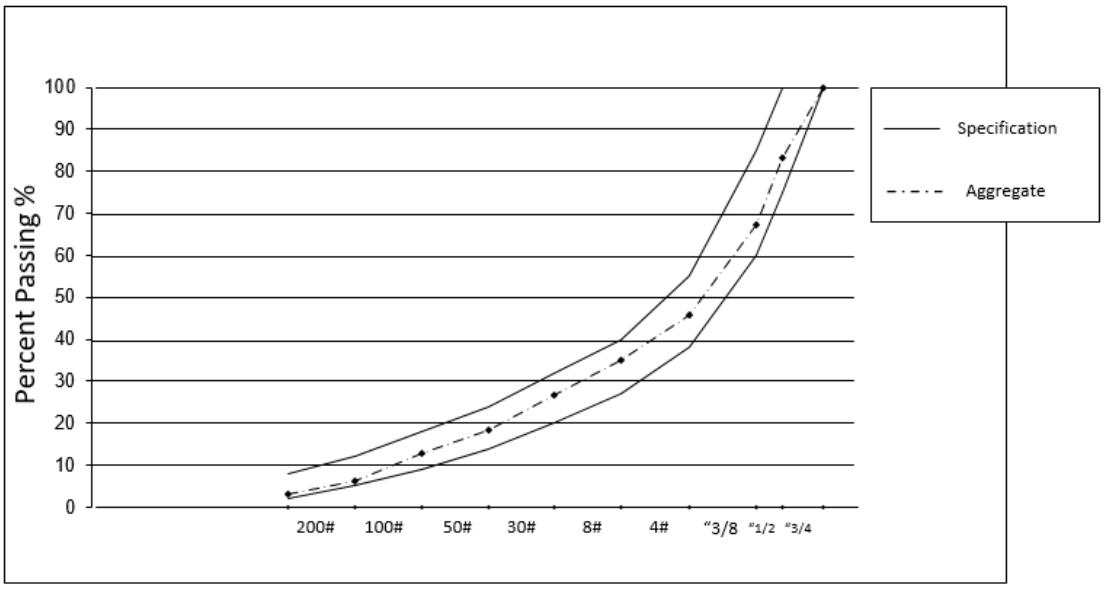


Fig. 1:Aggregate Gradation and Its Corresponding Specification

Based on Figure 1, it can be concluded that the selected aggregate gradation used in this study can fulfil the graduation requirement specified by Directorate General of Highways [4]. The aggregate materials require to be tested to evaluate whether their properties fulfil the requirements. Several aggregate properties were measured in this study, such as specific gravity, abrasion, flakiness and elongation indices, and so on, to make sure that the aggregates used could be used in making the asphalt mixtures. The results of the aggregate tests are showed that all properties can fulfil the specification.

Bitumen :Bitumen acts as a binding agent to the aggregates, fines and stabilizers in bituminous mixtures. Binder provides durability to the mix. The characteristics of bitumen which affects the bituminous mixture behavior are temperature susceptibility and visco-elasticity . The behavior of bitumen depends on temperature as well as on the time of loading. Bitumen must be treated as a visco-elastic material as it exhibits both viscous as well as elastic properties at the normal pavement temperature. The standard and specification used in this study were AASHTO, ASTM and Directorate General of Highways. The properties of asphalt analyzed were specific gravity, penetration, softening point and ductility . The asphalt properties can fulfil all requirementsUsing asphalt materials with penetration 60/70. The results of Asphalt properties are presented in the Table 1**.**

Table 1: properties of Asphalt

Type of Examination	Penetration (0.1mm)	Specific Gravity	Ductility (cm)	Softening Point(º C)
Results	65.15	1.052	112.4	49
Specifications	60-70	Min. 1	>1.00	48-59

Stabilizing Additives :Stabilizing additives are used in the mixture to prevent mortar drain down and to provide better binding. Coconut fibre is a natural fibre derived from the monocarp tissue or husk of the coconut fruit as seen in figure 2 . The peelings of ripe coconut were collected, dried and neat fibres taken out manually. The lengths of such fibres were normally in the range of 75 to 200

mm and diameter varied from 0.2 to 0.6 mm. Tables 2 and 3 present some of the physical and chemical properties of coconut fibres.

Fig. 2:Coconut Fibre [5]

Table 2: Physical Properties of Coconut Fibre [6]

PROPERTY		VALUE
Ultimate Length		0.6 mm
Diameter / Width		16 micron
Single Fibre	Length	6 to 8 inches
	Density	1.4 gm/cc
	Tenacity	10 gm/tex
Breaking Elongation		30%
Moisture regain at 65% RH		10.5%
Swelling in Water		5% in Diameter
Air Filled Porosity		Up to 70%
Water holding capacity		Up to 30%
Electrical Conductivity		< 1.5mS/cm
Ph		5.8-6.4

Table 3: Chemical Properties of Coconut Fibre [6]

PROPERTY	VALUE
Water soluble	5.25%
Pectin and related compounds	3.30%
Hemi - Cellulose	0.25%
Cellulose	43.44%
Lignin	45.84%
Moisture content (%)	10-22

Procedure of Study

Examination procedures refer to the ASTM standards. The materials that need to be prepared are following:

***Coconut fibre* :**The peelings of ripe coconut were collected, dried and neat fibres taken out manually. The coconut fibres are cleaned and cut into small pieces of 25-50mm in length.

***Aggregate (Coarse, Fine and Filler)* :**The coarse aggregate used have rough surface, angular sharp and clean from other materials. Aggregates are used in the form of crush stone in the dry condition.

***Asphalt* :**Using asphalt materials with penetration 60/70.

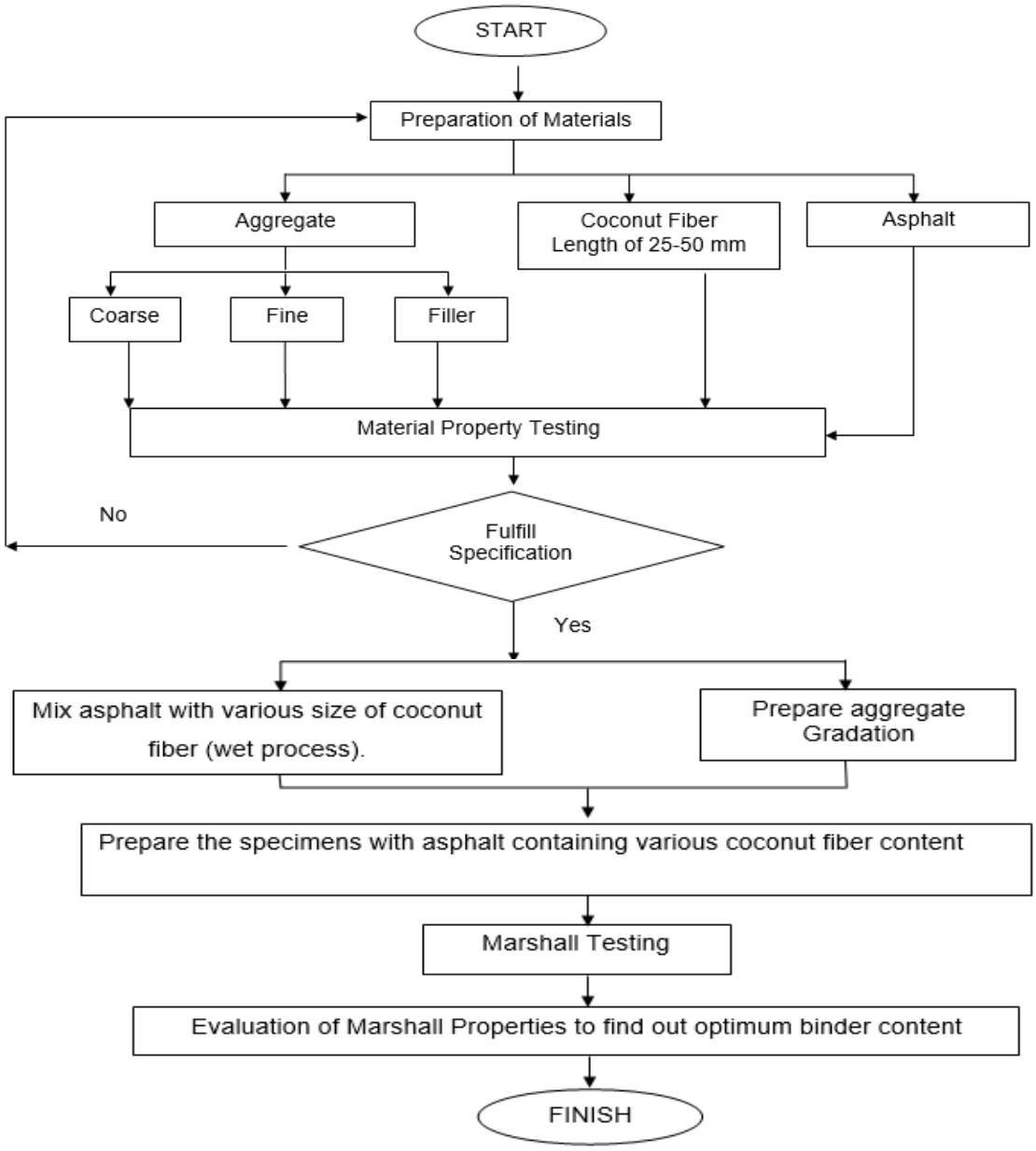


Fig. 3: Flow Chart for Laboratory Process and Analysis

EXPERIMENTAL RESULTS AND DISCUSSION

To determine the optimum asphalt content, the asphalt mixture evaluated consisted of all new material and a mixture of natural aggregate, sand and filler .The method of evaluation of the samples and tests mixture is based on the Marshall Design Procedures . Marshall Stability, Flow, Marshall Quotient (MQ), Void in Mineral Aggregate (VMA), Void in Mixture (VIM), and Voids Filled with Asphalt (VFA) are the six criteria of the Marshall Test.

a. Marshall Stability, min.800Kg.

b. Flow, min .3mm.

c. Marshall Quotient (MQ), min.250 Kg/mm.

d. Void in Mineral Aggregate (VMA), min.15 %.

e. Void in mixture (VIM), 3.5% - 5%.

f. Voids filled with Asphalt (VFA), min. 65%.

Table 4 shows the results of the Marshall test for an asphalt mixture made entirely of natural materials, while Figures provide more information on the values of Marshall properties and an indicator of whether the Marshall qualities of the evaluated samples fulfill the specification.

Table 4: Marshall Properties of the Mixture

Bituminous	Bj. Bulk 0%	Stability 0%	Flow 0%	MQ 0%	VFB 0%	VMA 0%	VIM 0%
4	2.309	948.953	2.317	401.588	50.388	16.808	8.649
4.5	2.323	1010.70	2.617	378.681	57.148	16.330	7.453
5	2.352	1032.84	3.290	307.779	66.592	15.279	5.610
5.5	2.367	1020.60	3.817	262.164	74.164	14.729	4.313
6	2.355	958.363	3.933	238.874	76.604	16.919	4.105

Bituminous 6%	VIM 2x400
4.4	4.619
4.9	3.448
5.4	2.426
5.9	2.026

Bituminous	Bj. Bulk 3%	Stability 3%	Flow 3%	MQ 3%	VFB 3%	VMA 3%	VIM 3%
4	2.272	1081.81	2.147	484.937	46.911	18.152	9.781
4.5	2.300	1050.47	3.447	298.805	55.179	17.135	7.996
5	2.333	1156.94	3.887	291.834	64.844	15.956	6.014
5.5	2.345	1102.04	3.947	273.760	71.555	15.542	4.875
6	2.336	1052.09	4.593	224.557	74.596	17.596	4.539

Bituminous 6%	VIM 2x400
4.55	4.957
5.05	3.591
5.55	2.806
6.05	2.338

Bituminous	Bj. Bulk 5%	Stability 5%	Flow 5%	MQ 5%	VFB 5%	VMA 5%	VIM 5%
4	2.255	1014.17	3.967	250.662	45.351	18.760	10.337
4.5	2.293	1087.97	3.607	295.741	54.590	17.390	8.163
5	2.316	1142.03	3.363	332.896	62.608	16.563	6.577
5.5	2.339	1085.26	3.110	342.118	71.108	15.731	4.971
6	2.324	1026.67	2.927	343.920	72.850	18.042	4.941

Bituminous 6%	VIM 2x400
4.65	5.522
5.15	4.400
5.65	3.053
6.15	2.536

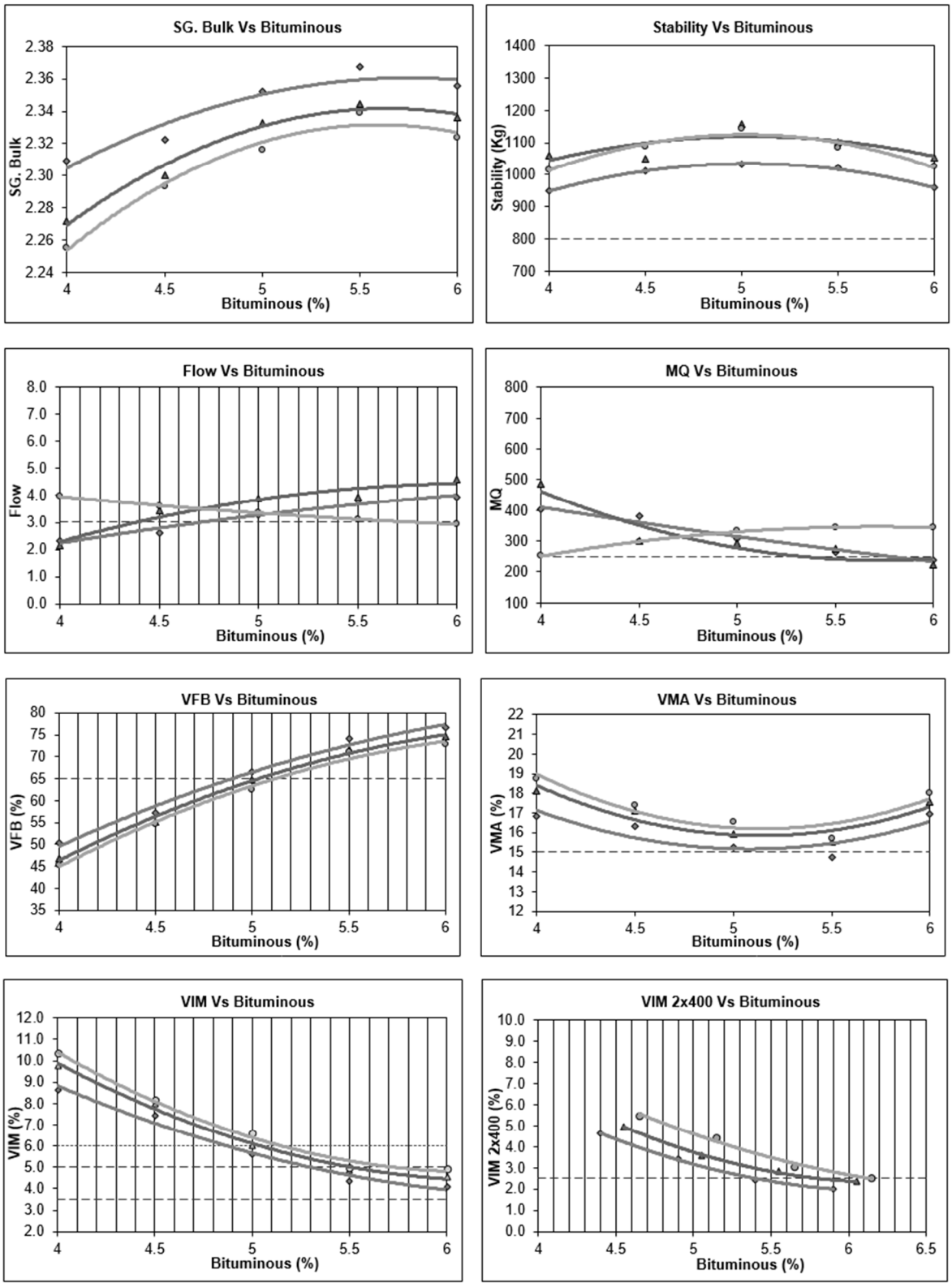


Fig. 5: Charts of Marshall Properties

Based on Table 4 and Figure 5 In the test of asphalt mixture with test coconut fiber, with length and composition 0%, 3%, and 5%, the characteristics of the asphalt mixture are described as follows:

Bulk Weight of the three mixtures including 0%, 3%, and 5% shows different densities among them. From the curve of Bulk Weight, we can see that the density of mixture tends to decline after being added with coconut fibre 3%, and 5% and the percentage of asphalt used. Perhaps, it happens because of the substance added cannot go into and close the hollow space on the mixture and the wight of coconut fibre tends to be lighter than the main material of the mixture.

Stability found shows increase caused by addition of coconut fibre in the mixture we tested. The increase of stability between mixture with coconut fibre 3% and 5% is relatively the same. It is indirectly caused by the decrease of asphalt amount as some of coconut fibre added does not go into the former aggregate mixture composition.

Flow found from the asphalt mixture we tested shows that coconut fibre added with percentage 0%, 3% and 5% does not cause significant increase. There is increase from the percentage 0% to 3%. It tends to keep increasing if the asphalt is added. While, the asphalt mixture with addition of coconut fibre 5%, the flow tends to decrease if the amount of asphalt is added. As stability, it happens because of the indirect decrease of asphalt amount, but with percentage 5%, coconut fibre used is relatively more than asphalt mixture with addition 3%. As the result, asphalt mixture with addition of coconut fiber 5% is drier if we see it visually. Besides, it is also caused by the enlargement of hollow space because of addition of coconut fibre.

Marshall Quotation is the result of Marshall to flow, where the asphalt mixture we tested shows significant value in the amount of coconut fibre 0% and 3%. It tends to decrease with more amount of asphalt used. It is different from the mixture with addition of coconut fibre 5%. It tends to increase with more amount of asphalt. This condition happens because the flow value of the three asphalt mixtures is the opposite of the flow value of mixture with addition of coconut fibre 5% which tends to decrease.

Asphalt Filled Hollow Space found from the test of asphalt mixture with addition of coconut fibre 0%, 3% and 5% shows as the analysis of mixture bulk weight. It is because coconut fibre cannot go into and close hollow space in the mixture. Besides, coconut fibre has strong ability to absorb liquid. Thus, asphalt is absorbed by coconut fibre during the mixing.

Hollow Space in Aggregate Mineral in the test of asphalt mixture with tested substance addition also shows significant difference with various percentages of amounts of coconut fibre in asphalt mixture. In this case, the more coconut fibre used the more hollow space in mineral. It is the same as the former analysis. It is coursed by the indirect decrease of the amount of asphalt with more amount of coconut fibre which does not go into former mixture composition. Besides, it is also because of the characteristic of coconut fibre which cannot close the hollow space in asphalt mixture.

Hollow Space in Mixture with this characteristic, it is the same as the analysis of hollow space in aggregate mineral. The more amount of coconut fibre added, the more hollow space found in aggregate with the same variation of asphalt amount although the number of collision is different.

In this case, it is clearly shown that coconut fibre cannot close the hollow space in asphalt mixture. Instead, it makes more hollow space in mixture.

Determination of Optimum Asphalt Content (OAC)

Once all Marshall Parameters were known, the optimum binder content of the mixtures with different content of coconut fiber can be determined, as follows (see Table 5 to Table 8).

Table 5: Asphalt Content of Marshall Properties for Different Coconut Fiber

Marshall Parameter	Standard	Asphalt content for different coconut fibre		
		0%	3%	5%
S G Bulk	-	4-6	4-6	4-6
Stability	Min 800 kg	4-6	4-6	4-6
Flow	Min 3mm	4.7-6	4.4-6	4-5.8
MQ	Min 250 kg	4-6	4-6	4-6
VFA	Min 65%	4-6	4-6	4-6
VMA	Min 15%	4-6	4-6	4-6
VIM x 75	Min 3% - 5%	5.3-6	5.5-6	5.7-6
VIM x 400	Min 2.5%	4-5.4	4-5.8	4-6

Table 6: Determination of OAC asphalt mixture with 0% coconut fibre

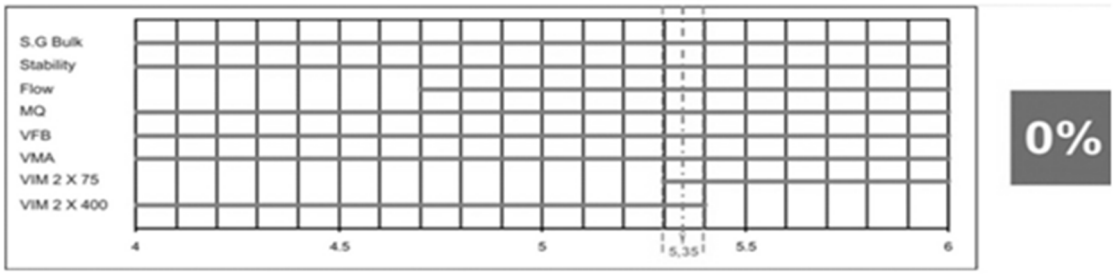


Table 7: Determination of OAC asphalt mixture with 3% coconut fibre

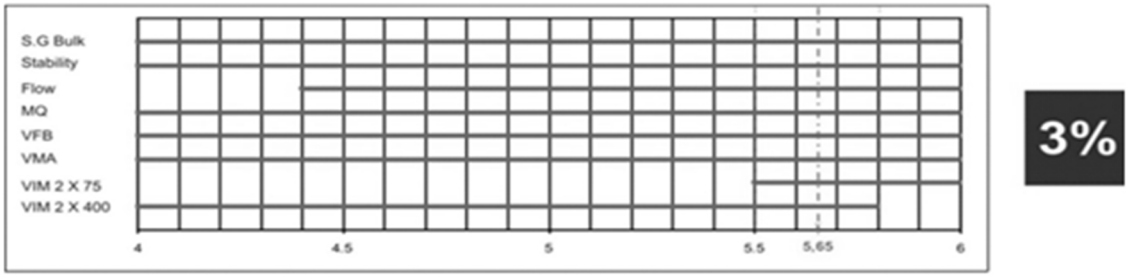
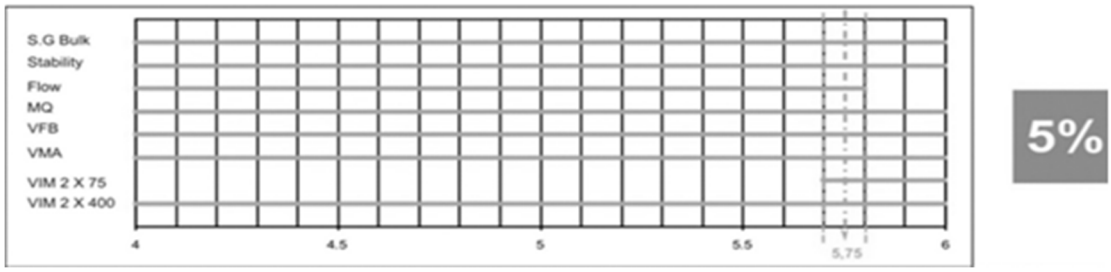


Table 8: Determination of OAC asphalt mixture with 5% coconut fibre



CONCLUSIONS

The research described, that we've done, is studying the effect of adding the natural fibers on properties of bituminous mixtures. The results focused on evaluation of the samples and tests mixture is based on the Marshall Design Procedures. Marshall Stability, Flow, Marshall Quotient (MQ), Void in Mineral Aggregate (VMA), Void in Mixture (VIM), and Voids Filled with Asphalt (VFA) are the six criteria of the Marshall Test. Some major findings can be given below:

1. From the curve of Bulk Weight, we can see that the density of mixture tends to decline after being added with coconut fibre 3%, and 5% and the percentage of asphalt used.Perhaps, it happens because of the substance added cannot go into and close the hollow space on the mixture.
2. The increase of stability between mixture with coconut fibre 3% and 5% is relatively the same. It is indirectly caused by the decrease of asphalt amount.
3. There is increase of Flow found from the asphalt mixture tested shows that coconut fibre added with percentage 0%, 3%. It tends to keep increasing if the asphalt is added. While, the asphalt mixture with addition of coconut fibre 5%, the flow tends to decrease if the amount of asphalt is added.
4. Marshall Quotation is the result of Marshall to flow, where the asphalt mixture that tested shows significant value in the amount of coconut fibre 0% and 3%. It tends to decrease with more amount of asphalt used. It differs from the combination when coconut fiber is added, to the tune of 5%. As there is more asphalt present, it tends to increase.
5. Asphalt Filled Hollow Space found from the test of asphalt mixture with addition of coconut fibre 0%, 3% and 5% shows as the analysis of mixture bulk weight. It is because coconut fibre cannot go into and close hollow space in the mixture. Besides, it has a significant capacity for absorbing asphalt, which happens during mixing.
6. Hollow Space in Aggregate Mineral in the test of asphalt mixture shows significant difference with various percentages of amounts of coconut fibre in mixture. In this case, the more coconut fibre used the more hollow space in mineral. Besides, it is also because of the characteristic of coconut fibre which cannot close the hollow space in asphalt mixture.
7. Hollow Space in Mixture with this characteristic, the more amount of coconut fibre added, the more hollow space found in aggregate although the number of collision is different. It is clearly shown that coconut fibre cannot close the hollow space in asphalt mixture.

Based on the results obtained, it was found that the coconut fiber can be used as additional material in asphalt mixture but the use should not be more than 3%. It in the use is more than 3%, so the fatigue of this will be inversed with fatigue generally, and in the result it will reduced the plasticity of the asphalt mixtures. In the research that we have done, it needs high accuration and carefull, to reduce injuries or accident, wether on the workers or the test material being done.

REFERENCES

1. Roberts.F.L, Kandhal.P.S, Brown.E.R, Lee,D.Y, and Kennedy,T.W,1996, Hot mix asphalt materials, mixture design and construction, 2nd edition, NAPA Research and Education Foundation p 1-10, Lanham, Maryland.
2. Bradley J. P, Serji N. A.(2004) Utilization of waste fibers in stone matrix asphalt mixtures, Resources, Conservation and Recycling Journal Vol 42 , 265–274.
3. Ratnasamy .M and Bujang B.K. H (2006) Laboratory diameteral fatigue performance of stone matrix asphalt with cellulose oil palm fiber, American Journal of Applied Sciences, 3 (9): 2005-2010, ISSN: 1546-9239, Science Publications
4. Directorate General of Highways, 2004, Guidelines for Manual Traffic Enumeration, Ministry of Public Works, Jakarta.

5. http://coirboard.nic.in
6. Bose. S, Kamaraj .C and Nanda.P.K. (2006), Stone mastic asphalt (sma) - a long life pavement surface, International Seminar on Innovations in Construction and Maintenance of Flexible Pavements, Agra, 2-4 September, Technical Papers, Volume 1, pp 169-17
7. American Society for Testing and Materials.(1992). Standard method for sieve analysis for materials finer than 75-µm (No,200) Sieve in Mineral Aggregate by Washing, Philadelphia, ASTM C117.
8. American Society for Testing and Materials.(1992). Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate. Philadelphia, ASTM C 127.
9. American Society for Testing and Materials.(1992). Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate. Philadelphia, ASTM C128.
10. American Society for Testing and Materials. (1992). Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Compacted Bituminous Paving Mixtures, Philadelphia, ASTM C2041.
11. American Society for Testing and Materials. (1992). Standard Test Method for Percent Air Voids in Compacted Dense and Open Bituminous Paving Mixtures. Philadelphia, ASTM D3203.

Review of Mechanism and Properties of High-Modulus Asphalt Concrete

Abdualmtalab Ali[1], Mohamed Imbarek Esekbi[2]
1 Lecture, Azzaytuna University, Libya, aayali@azu.edu.ly
2 Professor, Tripoli University, Libya, m.esekbi@uot.edu.ly

ABSTRACT

The High Modulus Asphalt Concrete (HMAC), designed according to the French method (Enrobés À Module Élevé EME) has been used in many countries to aim for high-performance asphalt. This technique gives a great solution to reduce the thickness of the asphalt base layer, reduce cost, save energy, and reduce emissions throughout the production process without decreasing the in-service performance. High modulus asphalt was introduced in France in the early 1980s. This study aimed to summarize the previous literature on the main aspects of high modulus asphalt technology, including constituent materials, mix design and mechanical performance issues, and results comparisons for six countries. In the literature review, it can be stated that high modulus asphalt is a very interesting technology, provides a more significant structural contribution to the bituminous pavement compared to conventional asphalt mixes, and contributes to achieving environmental objectives.

Keywords: High Modulus Asphalt, High-Performance Asphalt.

INTRODUCTION

The first high modulus asphalt concrete (HMAC) applications appeared in France in the 1980s. There were two types of HMAC mixtures utilized in France, including (1) Enrobé a Module Elevé (EME), (2) Beton a Bitumineux Module Elevé (BBME) utilized for base layers of asphalt construction and wearing layers of asphalt, respectively [1].

Since more than 40 years, the primary focus was on environmental aspects has led to the need to adapt technical solutions for road applications regarding sustainable development. In France, to answer these preoccupations, the "Enrobés à Module Elevé - EME" is a great solution to reduce the thickness of the asphalt base layer while maintaining a long service life of the road structure. EME has been used in slow lanes and those formulated for heavy traffic such as trucks and buses as well in terminals for containers, city road maintenance and those with following milling that has a depth limit of between 8 and 12cm milling [2].

EME was introduced in France in the early 1980s. EME mixes are usually produced with hard bitumen (10-20, 15-25 or 20-30 Pen). Specifications for "EME" mixes require very high modulus, as much as 14,000 MPa at 15°C and 10 Hz, with increased fatigue performance

Environmental attention has acquired an important role in guiding principles of the construction industry. Over the past decades, using Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) has become a common practice for economic and environmental reasons and a key aspect of sustainable construction in the road domain. Providing for significant reductions of energy and material. However, many studies are increasing attention, and research efforts focus on using RAP material. The RAP must be considered in the development of HPAC for cold regions.

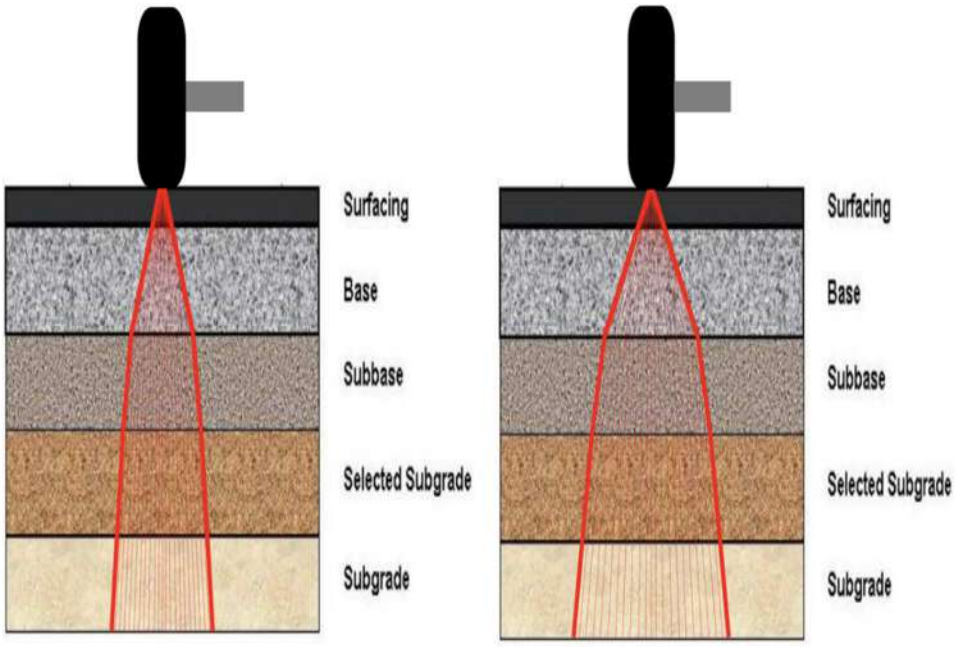
DEFINITION

The EME mix method gives a high-performing asphalt material for use on roads that has high traffic volume, where there is a need for enhanced resistance in three areas: (1) rutting resistance, (2) the complex modulus, and (3) fatigue resistance. Also, the method can be used successfully in pavement strengthening, particularly on the road with clearance constraints. EME can be designed for (1) binder course, (2) wearing course and (3) base course.

EME is highly resistant to rutting and fatigue and offers the following advantages: (1) increase the life of the pavement, (2) reduce layer thicknesses, (3) reduce costs due to reducing layer thicknesses or longer pavement life, (4) promote environmental aspects, as decreasing bituminous layer thicknesses and increasing life expectancy reduce greenhouse gas (GHG) emissions and the use of natural resources [3].

BENEFITS OF HMAC

The base asphalt layer is the layer that has the greatest structural capacity for the pavement. The thicker the layer is, the stronger the pavement. The layer stiffness gives a good indication of the load distribution ability of the layer. The high shear strength and stiffness properties associated with HMAC improve the load distribution capability within the lagging. This shear strength and stiffness of HMAC is very high compared to conventional asphalt mixes, which means that the applied stresses are also dissipated more quickly in the HMAC layer [1]. The typical stress distribution within a pavement consisting of a conventional asphalt mix (HMA) overlay or base course and a pavement consisting of an HMAC overlay or base course is presented in Figure 1 (a and b) respectively.



(a) HMA (b) HMAC

Fig. 1: Typical stress distribution in pavement

HMAC provides a more significant structural contribution to the bituminous pavement than conventional asphalt mixes. HMAC pavements can reduce the thickness of the entire road structure by 30–35% and the thickness of the base layer by around 25% [4]. Figure 2 explain the thickness reduction by comparing conventional and HMAC mixes.

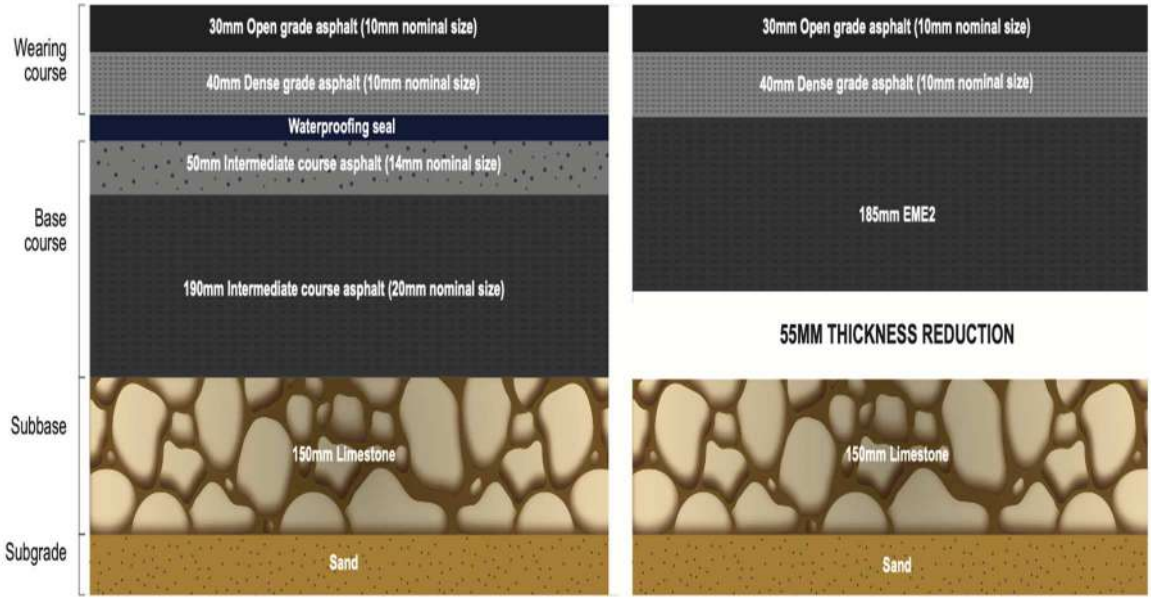


Fig. 2: Asphalt thickness reduction using HMAC as a base course

HMAC has characterized the following advantages:

- highly resistant to rutting and fatigue
- increase the life of the pavement,
- reduce layer thicknesses,

- reduce costs due to reducing layer thicknesses or longer pavement life,
- Promote environmental aspects, such as decreasing bituminous layer thicknesses and increasing life expectancy, reducing greenhouse gas (GHG) emissions and using natural resources.
- Reduce voids content in the mixtures (typically 2–4%),
- Higher binder content (approximately 6%)
- high stiffness,
- high durability, and
- Good workability.

DRAWBACKS OF HMAC

Until now, that technology is not applicable in the cold region because of poor performance at low temperatures. Asphalt mixtures in cold regions are usually designed with relatively soft bitumen to prevent thermal cracking. Hard bitumen grade, as used in Europe to produce "EME" mixes, do not meet the low-temperature requirement for applications in North America and could not be used in the cold region. The challenge for the cold region is to adapt the "EME" classical mix design to improve low-temperature resistance. Stiffer high-temperature special bitumen grade with low-temperature flexibility is now available on the market (PG88-28; PG94-28). Nevertheless, the cost of such bitumen is significant and could limit the production of "EME" material in rural areas where a limited bitumen storage tank is restrictive.

FRENCH MIX DESIGN METHOD

France is the first country in the world to highlight the importance of using the EME technique and then spread in many countries. In the early 1980s, in France, have been developed EME technique. It's principally focus on environmental aspects has led to the need to adapt technical solutions for road applications regarding sustainable development. EME technique gives a great solution to reduce the use of materials while maintaining a very long service life of road structure.

In the early 1990s, France offered development to EME and called EME 2, which is used largely on principal routes, airports, and urban roads. France uses four categories of classifying the asphalt mixtures in the Class 2 EME, including those as follows: (1) the first level relates to water resistance and workability, (2) the second level includes level 1 in addition to rutting resistance, (3) level three includes level 2 in addition to stiffness modulus, and (4) level four includes level three in addition to fatigue. Therefore, it is clear that each progressing level builds on each previous level [2, 5]. EME is typically produced using fully crushed aggregate for the base course.

HAMC Binder Grade

Technically, bitumen has an important influence on almost all aspects of mixing behaviour. The fatigue strength is significantly increased by increasing the bitumen content of the bitumen mixture. Regarding the complex modulus, only the asymptotic values at very high and very low temperatures do not seem to be strongly influenced by the nature of the bitumen, as they mainly depend on the granular matrix in the mix [6]. Therefore, hard asphalt binder (e.g., 15/25, 10/20 or even 5/15 asphalt with the degree of penetration at 25 C) is essential in producing high modulus asphalt to ensure high mix rigidity and resistance to permanent deformation [7].

Binder Content

The binder content in the French mix method is not calculated via volumetric properties as in the Superpave mix design. However, through computing, an Effective asphalt content in the hot mix corresponds to total asphalt content less the absorbed asphalt content. This is the quantity of bitumen covering the aggregate, which directly influences hot mix performance. The following equation represents the Effective asphalt content in mix design:

$$P_{be} = P_b\left(\frac{P_{ba}}{100} \times P_g\right)$$

Where: P_{be} : Mass of effective asphalt expressed as a percentage of the mass of the mixture, P_b : Total asphalt mass expressed as a percentage of the mixture mass, P_{ba} : The mass of asphalt absorbed by the aggregate is expressed as a percentage of the aggregate, P_g : Aggregate mass expressed as a percentage of the pavement mixture.

HMAC-Aggregates

Aggregates used in the highway pavement construction industry occupy the largest portion of asphalt pavement. Therefore, aggregate characteristics affect the performance of asphalt pavements. Different types and sizes of rock and aggregates are crushed and then blended into the asphalt mixture to ensure the best packing while ensuring space is left for the binder and air voids. There are different methods, like the 'Bailey Method' to fit the dosage of different particle size fractions, to balance the gradation and provide aggregate interlock (Olard, Perraton, 2010). The fine aggregates particles (< 5 mm) can fill the voids created by the stone's particles (> 5 mm) (Olard and Perraton, 2010). EME can be designated as EME 0/10, EME 10/14 or EME 0/20 according to aggregate size [5]. The particle gradation limit of each category is provided in Table 1[8, 9].

Table 1: Grading control points of HMAC mixes

Sieve (mm)	0/10		0/14		0/20	
	Minimum (%)	Maximum (%)	Minimum (%)	Maximum (%)	Minimum (%)	Maximum (%)
31.5	-	-	-	-	100	100
20	-	-	100	100	90	100
14	100	100	90.0	100	-	-
10	90	100	-	-	-	-
6.3	45.0	65	50.0	70.0	45.0	65.0
4	-	-	40.0	60.0	40.0	60.0
2	28.0	38.0	25.0	38.0	25.0	38.0
0.063	6.3	7.2	5.4	7.7	5.4	7.7

Mix design

HMAC mixtures for asphalt have advantages to include high stiffness and high fatigue performance, and which results in a longer life as well as allowing for reductions in the thickness [2]. In general, two classes of HMAC mixes exist, Class 1 and Class 2. Class 2 has excellent fatigue and rutting resistance, while Class 1 is a "low-cost" mixture with lower binder content, thus having similar stiffness and rutting resistance to Class 2 but with a relatively lower fatigue resistance. The Class 1 and 2 EME specifications are shown in Table2. Figure 3 shows a flowchart of the steps in the French mix design procedure.

Table 2: Class 1 and 2 EME specifications.

Minimum characteristics of EME according to the European Standard EN 13108-1			
Steps	Performance	Class 1	Class 2
1	Percentage of voids with the Gyratory Compactor press (%)	≤ 10	≤6
	Duriez test (%)	≥ 70	
2	Percentage of rutting, 30000 cycles at 6 °C (%)	≤ 7.5	
3	Stiffness modulus at 15 °C, 10Hz (MPa)	≥ 14000	
4	Fatigue test at 1000000 Cycles, 10°C, 25Hz ($\mu m/m$)	≥100	≥130

INTERNATIONAL IMPLEMENTATION OF HIGH MODULUS ASPHALT (EME)

After the excellent results obtained from the EME technique in France, many countries such as Poland, Switzerland, the United Kingdom, Australia, and Canada have tried understanding the design philosophy of EME. Many issues must be considered to transfer the concept to the local situation (climate conditions, local materials, type of binder, etc.).

Queensland Australia

The State of Queensland Department of Transport and Main Roads (2015) reports that a method for design mix using the EME2 technique has been developed in Queensland based on the approach used in France and which has undergone adaptations for the accommodation of the test methods in Australia. The EME2 methodology for mix design is such that it is based on performance and that is inclusive of specific steps as follows: (1) particle size is reported as 100 percent with mass that passes the sieve of 19.0 mm, (2) the richness modulus, (3) gyratory compaction used for workability, (4) resistance to moisture, (5) resistance to permanent deformation such as tracking from wheels, (6) flexural modulus, (7) fatigue resistance [10, 11]. Figure 4 presents the aggregate grading of EME2 using Australian sieves where Colas is the capital of Queensland and is the aggregate's source.

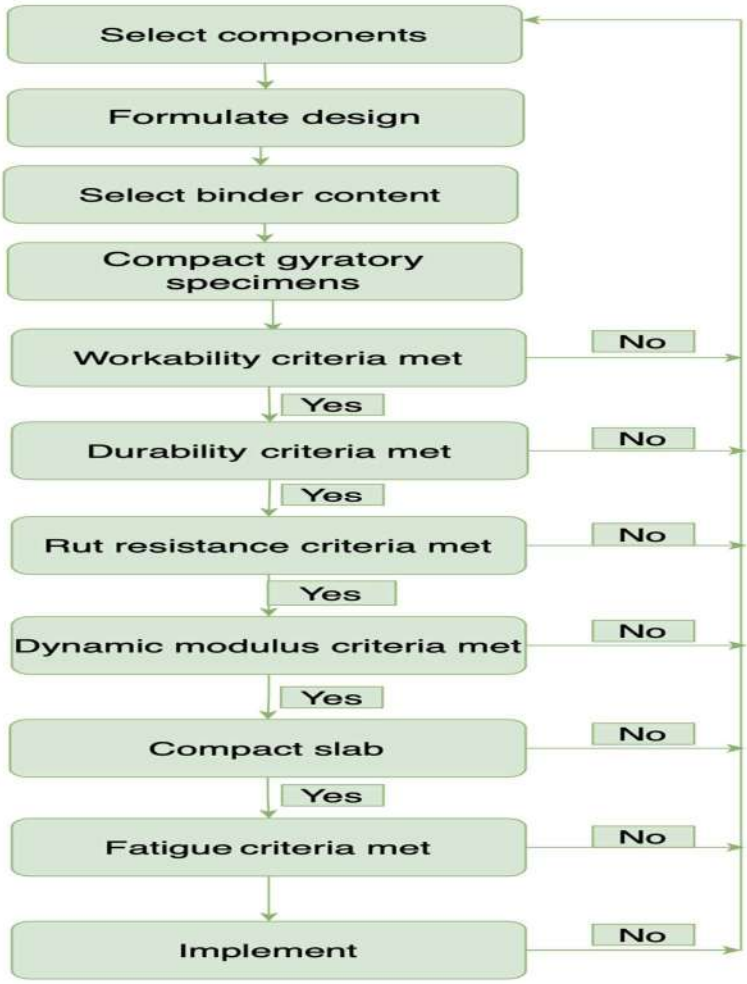


Fig. 3: French mix design procedure

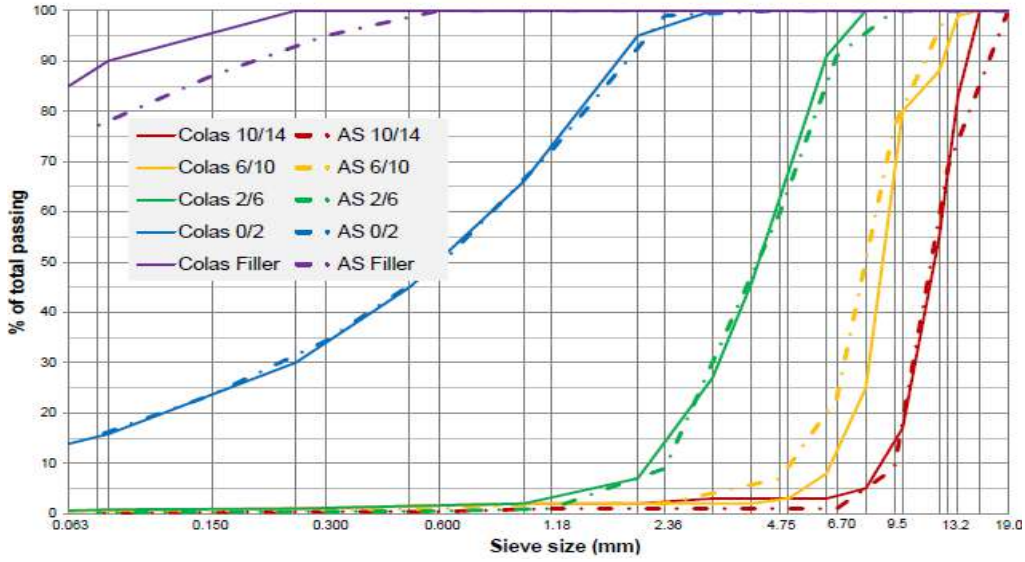


Fig 4. Aggregate grading of EME2 using Australian sieves [10].

Switzerland

In Switzerland, it is reported that HMA is "known as Hochmodul – Asphalbeton AC EME" with two different classes including:

1- AC EME 22 C1 is high in stability and resistance to rutting.

2- AC EME 22 C2 is very high in fatigue and stability with rutting resistance.

AC EME C2 is used for new construction and AC EME C1 is used in reconstruction [12]. Table 3 shows the structural number values for HMAC and conventional asphalt in the design of pavement in Switzerland.

Table 3: structural number values for HMAC and conventional asphalt

Asphalt type	Structure number (S.N.
Conventional asphalt concrete for the base layer	3.2
Asphalt concrete for intermediate or wearing course	4.0
Stone Mastic Asphalt (SMA)	4.0
AC EME 22C1	4.4
AC EME 22C2	5.6

HMAC requires a base layer between the thickness of "80mm and 120mm," and the bituminous material's binder requires a hard penetration between 14/25 [13]. The requirements of Switzerland's AC EME 22 C1 and AC EME 22 C2 designs are shown in Table 4.

Table4: The HMAC properties which are a requirement in Switzerland

Property	Standard	AC EME 22	
		C1	C2
Minimum binder content (expressed in percentage of the mix)	N/A	≥ 4.60	≥ 5.20
Estimate of the minimum binder content	N/A	≥ 2.70	≥ 3.30
Air void content (%)	EN 12697-8	3.0-6.0	1.0-4.0
Resistance to water	EN 12697-12	ITSR70*	ITSR70
Rutting resistance (%)	EN 12697-22 ,60 °C, 30 000 cycles; slab thickness 100mm	≤ 5.0	≤ 7.50
Stiffness (MPa)	EN 12697-262PB-TR 15 °C, 10 Hz	≥11000	≥14000
Fatigue resistance (**μ ε**)	EN 12697-24 2PB-TR 10 °C, 25 Hz	≥ 100	≥130

*ITSR is indirect tensile strength ratios.

Poland

In Poland, it is reported that a cooperative was formed between Polish Road Departments and the Directorate of the French Roads that involved the attempt to optimize road pavement construction and maintenance via EME2 technology. The outcome is that EME2 offered a product for paving that is now a product that has become standardized for Poland. 20/30 binder and asphalt

with high modulus in Poland is referred to as AC WMS, reported being both used as base layer [11].

Bankowski (2009) reports as the general rules for HMAC are those of (1) improved properties, (2) high stiffness, (3) rutting resistance, (4) fatigue high resistance, (5) grading of 0/11 to 0/16 mm, (6) grading same A.C. wearing course, (7) binder content approximately 5.0% and, (8) PMBs or bitumen that is harder. Laboratory testing included: (1) HMAC with binders and grading that were different, (2) HMAC with aggregates that were different, including local aggregates and aggregates that were lower in quality [1]. Table 5 shows the HMA properties, which are a requirement in Poland to meet EME asphalt concrete type specifications.

Table 5: The HMAC properties which are a requirement in Poland

Property	Standard	AC WMS 16	AC WMS 22
Minimum binder content (richness modulus)	N/A	3.40	3.40
Air void content (Marshall specimen) (%)	EN 12697-8	2.0-4.0	2.0-4.0
Resistance to water	EN 12697-12	*ITSR80	ITSR80
Rutting resistance (%)	EN 12697-22 60 °C, 30 000 cycles; slab thickness 100 mm	≤ 7.50	≤ 7.50
Stiffness (MPa)	EN 12697-26, 4PB-TR 10 °C, 10 Hz	11000-17000	11000-17000
Fatigue resistance; ε (μ ε)	EN12697-24, 4PB-TR 10 °C, 10 Hz	≥130	≥130

United Kingdom

The United Kingdom takes advantage of EME2 transfer technology. The binder and base of the EME 2 has a target penetration set at 15/20, which is achieved through either 10/20 or 15/25 penetration grade binder). The EME2 can be laid on a foundation that is Class 2 if the foundation "has a surface stiffness modulus at least 120 MPa when construction takes place. Pavement design stiffness values of 5Hz and ° C Cannot be interchanged with the modulus tensile stiffness that is indirect or the ITSM values, and the measurement for compliance testing is 2.5Hz at a lower frequency). The EME 2 benefits are generally calculated and visualized using examples of pavement thickness reductions compared to the traditional asphalt pavement construction type. The reduction in thickness does not negatively affect the structural performance of the pavement because of the achievement of the higher modulus [14].

Québec- Canada

In Québec, the French method (EME) has been used in developing asphalt with high stiffness. The cold climate causes contractions in the asphalt (thermal cracking), often responsible for the first transverse cracks that appear in the surface layer [15,16].

The AASHTO TP10-93 Thermal Stress Restrained Specimen Test (TSRST) is the test method for determining thermal cracking resistance. This test confirms the performance "LOW" of the bitumen in the asphalt. The formulations of EME-10 and EME-14 have a high modulus thanks to the use of polymer bitumen at high temperatures and cold temperatures.

The desired properties and performance are different depending on the function of the asphalt (1) the base layer, (2) the climatic conditions and (3) the volume of the traffic. The EME is normally characterized by Properties: (1) a dense and continuous granular skeleton of 0-10 mm or 0-14 mm, (2) a high-performance bitumen grade at high temperatures, such as a grade P.G. 88-28, (3) a low percentage of voids, (4) high mechanical performance (Modulus > 14,000 MPa at 10 ° C, 10 Hz) [15,16].

Optimizing the granular fractions constituting the mix makes it possible to obtain a mixture with a low voids content. The use of high-performance bitumen combines performance with high stiffness modulus and fatigue resistance while resisting the adverse effects of weather conditions in Quebec. Thus, high-performance bitumen has been developed. Its properties resemble a bitumen grade P.G. 88-28. The bitumen content of EME ranges from (4.0 to 5.0) % [2]. Adding polymer to the bitumen P.G. 88-28 improves the fatigue strength of the EME. The EME in the site is more difficult than that of conventional asphalt mixtures due to the presence of high-performance bitumen in the mix.

At the beginning of November 2012, bitumen Québec carried out the first experimental board in EME-14 on a rehabilitated urban roadway (rue Bourgogne in Brossard). The EME-14 was laid in 60 mm thickness and covered with a surface layer of 40 mm in hot mix. The compaction obtained was 98%. Moreover, they installed gauges (Deformation and temperature) and a control section to compare the results and monitor the performance (structural contribution) of the two mixes. After two winters, when the recorded minimum temperature was -28.2 ° C, the result was no cracks [15].

CONCLUSION

EME mixtures for asphalt have advantages, including high stiffness and high fatigue performance, which results in longer life and reduces the thickness by approximately "25 to 30 % compared to traditional flexible pavement. In this paper, an extensive literature review was carried out to present information on the development of EME in several countries that have used the French method, such as the United Kingdom, Poland, Queensland, Australia, Switzerland, and Québec. The review showed that many challenges affect the performance of asphalt mixtures, including the characteristics of local materials, temperatures, and traffic volume. Moreover, these requirements are mainly related to moisture sensitivity and wheel-tracking. After this extensive literature review, we concluded that requirements could not be directly translated, and some test methods are unavailable in other countries. Some other test methods are similar; however, there are some differences in the test method itself. It would require more detailed work to select relevant other countries' standards and develop specification limits for aggregates for future EME applications.

Environmental attention has acquired an important role in guiding principles of the construction industry. Over the past few decades, using RAP has become a very common practice for economic and environmental reasons and has become an essential aspect of sustainable construction on the road.

FUNDING

This research received no external funding.

CONFLICTS OF INTEREST

The authors declare that there are no conflicts of interest regarding the publication of this paper.

REFERENCES

1. Vaitkus, and Vorobjovas, V (2013) Use of Local Aggregates in High Modulus Asphalt Concrete Layers. Gradevina 65(4).
2. Fremont, S Lawrence, D Strickland, D and Hornsey, B (2016) The Development of a South African High Stiffness Asphalt Using French EME Methodology. E&E Congress 6 th Eurasphalt & Euroebitume Congress, 1-3 June 2016, Prague, Czech Republic. 61.
3. Newcomb, D Buncher, M and Huddleston, IJ (2001) Concepts of Perpetual Pavements. In: Perpetual Bituminous Pavements. TRB Committee on General Issues in Asphalt Technology. Transportation Research Circular 503.

4. [4] Brosseaud, Y., Farcas, F., & Mouillet, V. (2012, October). High modulus asphalt mixes with high rate of RA: what does it happen? In Congrès Eurobitume Eurasphalt, EE2012 (p).
5. [5] Corte, JF (2001) High Modulus Asphalt Mixes in France. In: Perpetual Bituminous Pavements (2001) TRB Committee on General Issues in Asphalt Technology. Transportation Research Circular 503.
6. [6] Baaj, H., Di Benedetto, H., &Chaverot, P. (2005). Effect of binder characteristics on fatigue of asphalt pavement using an intrinsic damage approach. Road Materials and Pavement Design, 6, 147-174. DOI: 10.1080/14680629.2005.9690003
7. [7] Rohde, L., Ceratti, J. A. P., Nunez, W. P., & Vitorello, T. (2008). Using APT and laboratory testing to evaluate the performance of high modulus asphalt concrete for base courses in Brazil. In APT'08. Third International ConferenceCentro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) Transportation Research Board
8. [8] DELORME, J.-L., DE LA ROCHE, C. & WENDLING, L. 2007. LPC bituminous mixtures design guide, Paris, France, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
9. [9] NF EN 13108-1. 2007. Bituminous mixtures: material specifications: part 1: asphalt concrete.
10. [10] EME2 Model Specification (2016) Australian Asphalt Pavement Association.
11. [11[High Modulus Asphalt (EME2) Pavement Design (2015) Technical Note 142.State of Queensland Department of Transport and Main Roads.
12. [12] VSS 2008a, Walzasphalt, Konzeption, Ausführung und Anforderungen an die eingebauten Schichten (Hot rolled asphalt, conception, design and requirements for the pavement layers), SN 640 430b, Swiss Association of Road and Transport Experts (VSS), Zurich, Switzerland.
13. [13] VSS 2011, Dimensionierung des Strassenaufbaus, Unterbau und Oberbau (Pavement design, foundation and pavement structures), SN 640 324, Swiss Association of Road and Transport Experts (VSS), Zurich, Switzerland.
14. [14] Bankowski, W (2009) Laboratory and Field Implementation of High Modulus Asphalt Concrete. SPENS Final Seminar 27-28 August 2009.
15. [15] Bryant, P. (2013). PAVEMENT DESIGN SUPPLEMENT DRAFT (not for design or construction) Supplement to 'Part 2: Pavement Structural Design'of the Austroads Guide to Pavement Technology.
16. [16] Perraton, D., Proteau, M., Carter, A., Meunier, M., & Dufresne, R. (2014). Development of high modulus asphalt mixes for cold climate. In Proceedings of the Fifty-Ninth Annual Conference of the Canadian Technical Asphalt Association (CTAA): Winnipeg, Manitoba.

Semi – Flexible Pavement

Mohammed Khalifa Ali Ahmed[1] and Jamal Shabani[2]
1Professor of civil engineering, university of Tripoli faculty of engineering civil department
2Engineer in the Highway Laboratory university of Tripoli faculty of engineering civil department

ABSTRACT

Flexible pavement surfaces constitute a considerable amount of the total surfaced highways in the world. Except for a few rigid pavements, the majority of the roads in Transvaal are constructed with premixed bitumen. Since 1950's where the first flexible pavements were constructed, a considerable advance have been made in design, construction, and technologies.

In this paper we will highlight on the Semi-Flexible pavement as new technology which has been applied in many countries such as Japan and South Korea. This type of pavement connects between the advantages of both flexible and rigid pavement, also we will discuss the need of semi-flexible pavement its advantage and disadvantages and the development carried out in this field.

Keywords: Flexible Pavement, Rigid Pavements, Semi-Flexible Pavement, Advantage and Disadvantages

INTRODUCTION

Semi-Flexible Pavement constitutes two main materials, they are open graded porous asphalt and special cement mortar (Slurry). Open graded porous asphalt is applied as an asphalt base [1] then later the voids are completely filled with slurry or cement mortar as shown in Figure 1.

In general, semi-flexible pavement is a tough and durable surfacing material that combines the flexible characteristics of bitumen with the abrasion, wear, and deformation resistance of concrete. It exhibits a very good performance when exposed to heavy static loads and slow-moving traffic, due to the rigid part of the materials (1). The typical use of semi-flexible pavement is found where superior stability, resistance to excessive heat or resistance to spillage of fuels, oils is needed and those factors cannot be fulfilled by either the asphalt or concrete alone [2].

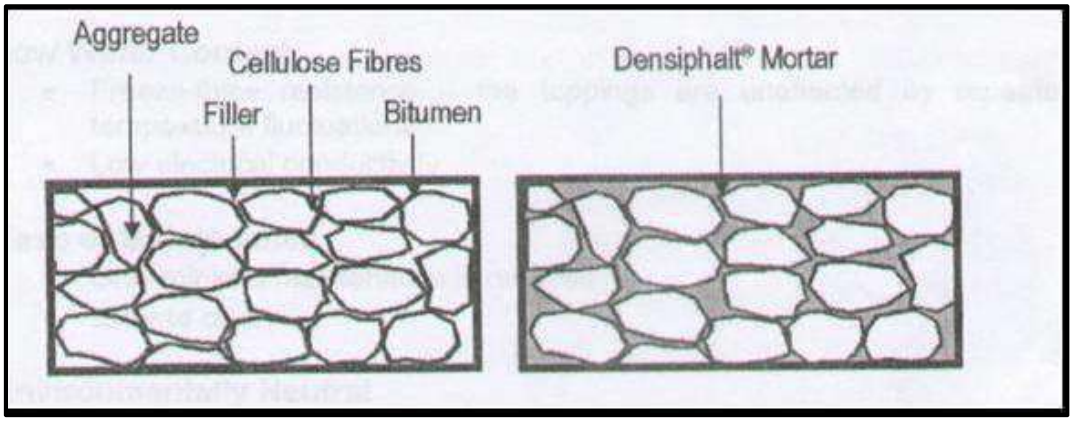


Figure 1 Flexible and Semi-Flexible Pavement

MATERIALS USED IN THIS STUDY

Aggregates and Fillers

Hard, unweathered, durable, and clean crushed limestone aggregates were used in this study. The strength and physical aggregate properties are shown in Table 1. Portland cement was used as a filler material in this investigation with a gradation as shown in Table 1.

Binders

Two types of binders were selected for the preparation of the bituminous mixes used in this study. The two binders were a conventional 60/70 penetration base bitumen (BB60/70) and Styrene-Butadiene-Styrene (SBS) polymer modified bitumen [3,4,5] Tables 2 and 3 show the binder types, their designation and properties.

Table 1 Aggregate and filler Properties

Property	*Result*	
Aggregate crushing value (ACV)(%)	*22.0*	
Aggregate impact value (AIV) (%)	*19.0*	
Aggregate abrasion value (AAV)(%)	*20.0*	
Water absorption (%)	*1.2*	
Specific gravity of aggregate	*2.65*	
Flakiness Index (FI) (%)	*15*	
Elongation Index (EI) (%)	*12*	
Specific gravity of filler	*2.85*	
Filler gradation		
Sieve size (mm)	*%ge passing (maximum)*	*%ge passing (minimum)*
0.075	100	90

Table 2 Binders used in this study

Binder type	*Binder*	*Designation*
Base bitumen	*60/70 Bitumen*	*BB60/70*
Polymer modified	*60/70 pen + 4% SBS*	*4SBS*

Table 3 Binder properties

Binder Property	BB60/70	4SBS
Penetration "25 C	62 dmm	50 dmm
Ductility	50 cm	80+ cm
Softening point C	43	72
Specific Gravity	1.020	1.016

Slurry or Cement Mortar

Slurry or cement mortar was used to fill the voids of the porous asphalt base layer. The slurry penetrates the voids and makes a matrix form of semi-flexible structure, this structure combined between flexibility and rigidity. Table 4 shows the different materials and their properties used in slurry or cement mortar preparation.

Table 4: Contents and test trials of slurry or cement mortar

Material	*units*	*Mix number*											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
OPC *Silica sand* *Silica fume* *Water* *Plasticizer* *Flow test* *Compressive strength (1day)*	*Kg* *Kg* *Kg* *w/c ratio* *%* *(m-s)* *Mpa*	3 0.30 0.30 0.20 3 10-0 50	3 0 0.30 0.22 3 5-0 46.5	3 0 0.30 0.25 3 2-30 41.7	3 0 0.30 0.28 3 52.5 40	3 0 0.30 0.30 3 35.3 33.7	3 0 0.30 0.33 3 11 27.3	3 0.15 0.30 0.33 3 10.3 30	3 0.45 0.30 0.33 3 15.7 27.1	3 0.30 0.30 0.30 3 37.2 33.3	3 0.45 0.30 0.33 3.25 18.2 32.7	3 0.45 0.30 0.30 3 43 34	2 0.45 0.30 0.32 3.25 32.5 33.50

TESTS AND RESULTS

The following tests have been carried out to determine the properties and performance of semi-flexible bituminous mixes:

- Tests on slurry or cement mortar.
- To determine the flow and strength of the cement mortar, the slurry strength was measured for 150mmx150mmx150mm cement mortar cubes (1 day strength) as shown in table 4. Figure 3 and 4 show the flow testing equipment and slurry samples preparation in the laboratory.
- Base and semi-flexible bituminous mix preparation

Bituminous mix Marshall samples for base and semi-flexible pavement were prepared at different bitumen content percentage (3%, 3.5%, 4%, 4.5%, 5%, 5.5%, and 6%). Figure 4 shows the preparation of base and semi-flexible samples. The following tests were carried out to measure the base and semi-flexible pavement properties:

- Marshall Test to determine the Stability and flow for base and semi-flexible samples
- Indirect tensile strength test to measure the tensile strength of the prepared samples
- Contybro test to measure abrasion value of the samples
- Creep Test

Figures 5 and 6 show the testing equipment of indirect tensile strength and creep test. Tables 5, 6 and 7 presents the stability and flow values of base and SBS polymer modified bituminous mixes with and without slurry. The semi-flexible bituminous samples were tested at different temperatures (35 °C and 60 °C). A significant increase in stability values were noticed for semi-flexible bituminous mix samples compared with base bitumen samples. The effect of testing temperature on Marshall Properties of base and semi-flexible bituminous mix samples is shown in table 7. At testing temperature equal to 35 °C, the average stability and flow values of base and SBS samples were (8.60 kN, 4.52 mm) and (12.58 kN, 5.12 mm), when temperature increased to 60 °C the average stability and flow values of semi-flexible base and SBS samples were increased to (15.28 kN, 3.78 mm) and (18.55 mm, 3.46 mm).

Table 5 Marshall Properties for base bituminous mixes (35 °C)

Property	*BB60/70*			*4SBS*		
	S20	*S21*	*average*	*S20*	*S21*	*average*
Stability (kN)	6.25	10.88	8.57	12.15	13.01	12.58
Flow (mm)	4.43	4.60	4.52	3.52	6.72	5.12

Table 6 Marshall properties for Semi-flexible pavement (35 °C)

Property	*BB60/70*				*4SBS*			
	S5	*S8*	*S15*	*average*	*S3*	*S7*	*S 9*	*average*
Stability (kN)	26.41	34.79	32.70	31.30	28.03	19.81	24.90	24.25
Flow (mm)	3.26	3.44	2.92	3.21	3.17	3.06	3.27	3.17

Table 7 Marshall properties for Semi-flexible pavement (60 °C)

Property	*BB60/70*				*4SBS*			
	S10	*S13*	*S17*	*average*	*S1*	*S11*	*S12*	*average*
Stability (kN)	12.12	15.94	17.77	15.28	18.79	22.09	14.77	18.55
Flow (mm)	4.37	3.33	3.64	3.78	4.25	4.00	2.13	3.46

The indirect tensile strength test results are shown in tables 8 and 9. The average failed load measured for base bituminous mix samples was equal to 4.73 kN for conventional 60/70 bitumen and equal to 3.64 kN for SBS polymer modified bituminous mixes. The addition of slurry to the prepared bituminous mixes, a significant increase in the failed load was noticed, see table 9.

Table 8 Indirect tensile strength results for base bituminous mixes

Property	*BB60/70*			*4SBS*		
	S 18	*S 18*	*average*	*S 18*	*S 19*	*average*
Load (kN)	4.70	4.75	4.73	3.13	4.15	3.64

Table 9 Indirect tensile strength results for semi-flexible pavement mixes

Property	*BB60/70*					*4SBS*				
	S1	*S4*	*S7*	*S14*	*average*	*S2*	*S8*	*S10*	*S15*	*average*
Load (kN)	12.5	14.89	16.98	9.88	13.57	6.99	18.76	17.73	7.33	12.71

The Cantyabro test results of semi-flexible samples are shown in table 10, no significant change in the abrasion value average value was noticed. Creep test was carried out to measure creep properties of the base and SBS polymer modified semi-flexible bituminous mix samples. Table 11 presents the creep test results. The addition of SBS polymer additive to 60/70 conventional binder improves the creep performance of semi-flexible pavement. Specimens containing SBS polymer show a significant reduction in the measured permanent deformation compared with those values obtained for base bitumen BB60/70.

Table 10 Cantyabro test results for semi-flexible pavement mixes

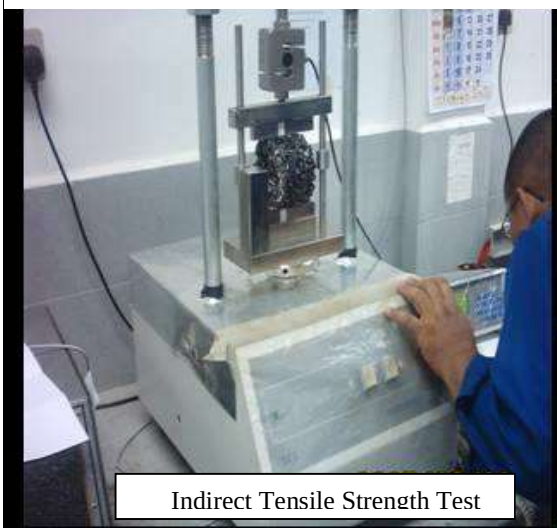
Property	*BB60/70*			*4SBS*		
	S9	*S12*	*average*	*S6*	*S14*	*average*
Actual weight (gms)	1309.4	1197.8	1253.6	1341.9	1231.4	1286.65
Weight after 300 rev. (gms)	1162.2	1040.4	1101.3	1176.1	1065.5	2241.6
Weigh loss (gms)	147.2	157.4	152.3	165.8	165.9	165.85
Abrasion loss (%)	11.24	13.14	12.19	12.36	13.47	12.92

Table 11 Creep test results for semi-flexible pavement mixes

Property	*BB60/70*			*4SBS*		
	S2	*S11*	*average*	*S4*	*S17*	*average*
Permanent deformation (mm)	0.3716	0.7815	0.5766	0.2676	0.2500	0.2588
Resilient deformation (mm)	0.0791	0.0636	0.0714	0.0616	0.0602	0.0609
Accumulated strain (%)	0.372	0.781	0.5765	0.268	0.2500	0.2590
Resilient strain (%)	0.079	0.064	0.0715	0.062	0.060	0.0610
Resilient modulus (MPa	377.7	471.8	424.75	487.4	429.9	458.65
Creep Stiffness (MPa)	80.7	38.7	59.7	112.5	103.70	108.10

Fig. 2 Slurry Flow Test

Fig. 3 Sample Preparation



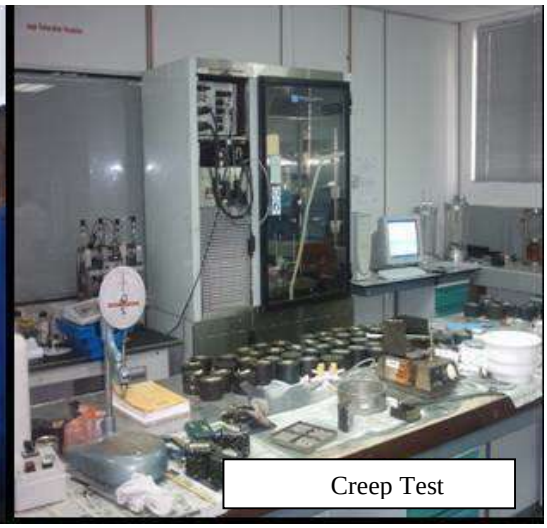


Fig. 4 Indirect Tensile Strength Test

A cube test strength (28 days) of prepared cubes from semi-flexible BB60/70 and SBS samples were carried out. Table 12 show the strength test results, no significant change was noticed, for both BB60/70 and SBS samples the strength was varied from 3.74 MPa to 2.20MPa.

Table 12 Cube strength (28 days) for semi-flexible pavement mixes

Sample	*Failed load (kN)*	*Strength (MPa)*
SBS No. 1	70.00	3.07
SBS No.2	75.00	3.29
SBS No. 3	50.00	2.20
Average strength		2.85
BB60/70 No. 1	50.00	2.20
BB60/70 No. 2	67.00	2.95
BB60/70 No. 3	85.00	3.74
Average strength		2.96

CONCLUSIONS

1. All test results of semi-flexible pavement samples (base and SBS polymer modified binder) met the specified requirements both in terms of performance as well as quality
2. Based on the results of Marshall test, indirect tensile strength test, Cantyabro test, and static creep test, the SBS semi-flexible modified pavement seems to improve the performance and durability of pavement compared with conventional pavement products.
3. With the simple application and rapid readiness of semi-flexible pavement for use as compared to conventional pavement products, its strength, and resistance to abrasion have proven to substantially reduce the incessant for costly maintenance.
4. The semi-flexible pavement will substantially contribute in the attempt of alleviating severe deformation problems of conventional products.

REFERNECES

1. Innopave, Sdn Bhd, Densiphalt: a new generation of jointless semi-flexible pavements, unpublished research, School of Civil Engineering, USM University, Malaysia 2005.
2. Hamza, M.O., Porous asphalt practices in the Netherlands, research attachment report to the Malaysian Ministry of Science,2005.
3. Terrel, R.L., Modified asphalt pavement materials the European experience, Proceedings of the association of Asphalt Paving Technologists, vol. 55, 1986.
4. M. K. Ali, El-Bakush, and Kh,. Mussa, Rheology prperies of Asphalt binder in Hot aried Regions and A new Polymer Moified Mix Design, 4th International Conferenc for Welding and Failure analysis of Engineering Materials, Aswan, Egypt, Novemre19-22,2018.
5. [6] Mohamed khalifa and Khalid Mussa, Performance on SBS Polymer Modified Asphaltic Concrete Mixtures, 17th IRF World Meeting, Riyadh, Saudi Arabia, November 10-14, 2013

تأثير المنحدرات الصخرية و الأحمال المرورية على إستدامة الطرق

الأحمال وضغط الإطارات وأثرهما على استدامة الطرق

رنيم محمد بن عمر[1]، رويدة احمد القاضي[2]، محمد الشتيوي بن عمر[2]، احمد محمد القاضي[2]
1مهندسة بمصلحة المساحة
2 عضو هيئة تدريس بقسم الهندسة المدنية – جامعة طرابلس

ملخص

طورت هيئة الآشتو جداول للمعاملات المكافئة لحمل المحور من خلال طرق الآشتو الإختبارية منذ 60 سنة باستخدام مركبات نقل تختلف عن مركبات النقل الحالية في الحجم والوزن والسرعة، وباستخدام ضغط إطار قياسي 70 رطل / البوصة. كشفت الدراسات الحديثة التي أجريت في ليبيا وجود زيادة هائلة في حمولة مركبات النقل تصل إلى 140% من وزن المركبة القانوني ووجود زيادة كبيرة في ضغط الإطار تصل إلى 80 % من ضغط الإطار القانوني (100 رطل / البوصة).

تهدف هذه الدراسة إلى تقييم تأثير الزيادة في حمل المحور المفرد وضغط الإطار على المعامل المكافئ لحمل المحور المفرد باستخدام قطاع رصف مرن نمطي للطرق الخلوية الرئيسية أوضحت نتائج التحليل باستخدام برنامج الكنلبير (KENLAYER)أن الزيادة في ضغط الإطار تسبب زيادة معتدلة للقطاع، كما انه عند الأحمال المحورية الأقل من حمل المحور القياسي (18,000 رطل)؛ المعيار الإجهادي للإنهيار هو الحاكم، بينما عند الأحمال المحورية العالية؛ المعيار التخددي للإنهيار هو الحاكم. أوضحت أيضاً نتائج الدراسة ان معامل مركبة النقل عند ضغط الإطار150 رطل / بوصة^{2}والذي يمثل متوسط قيم ضغط الإطار لمركبات النقل في ليبيا باستخدام المعاملات المكافئة للقطاع فإنها تعادل في المتوسط 1.7 مرة للمعاملات المكافئة المحسوبة بجداول الآشتو، . بينت الدراسة ان استخدام معاملات الآشتو المكافئة لحمل المحور لحساب حمل المحور المكافئ (ESAL) لغرض التصميم ينتج عنه تصاميم رصف ضعيفة مما يسبب ظهور أضرار رصف مبكرة.

كلمات دالة: حمل المحور، ضغط الإطار، التخدد التشققات الاجهادية.

مقدمة

طريقة الآشتو لتصميم الرصف المرن هي من أكثر طرق تصميم الرصف قبولاً واستخداماً في ليبيا و العالم. الأحمال المرورية هي من أهم عوامل تصميم الرصف ، ويتأثر سمك الرصف كثيراً بعدد تكرار المحور المفرد القياسي وهو في العادة 18,000 رطلاً ، كل الأحمال المحورية الأخرى يتم تحويلها إلى حمل محور مفرد قياسي باستخدام المعاملات المكافئة ويطلق عليه حمل المحور المفرد المكافئ (ESAL).المعاملات المكافئة للأحمال المحورية المستخدمة في دليل الآشتو مبنية في الأساس على البيانات المجمعة والمستخلصة من طرق الآشتو الاختبارية ، والتي استخدم فيها ضغط الإطار القياسي 70 رطلاً\بوصة^2.

أوضحت دراسات عدة أُجريت في جامعة طرابلس [2,1] أن الزيادة في الأحمال المحورية لمركبات النقل في ليبيا تصل إلى 140% ، والزيادة في ضغط الإطار لمركبات النقل تصل إلى 80% ، مما شد انتباهنا إلى دراسة الأثار المترتبة على الزيادة في حمل المحور والزيادة في ضغط الإطار على قيم المعاملات المكافئة لحمل المحور ، ومن ثم على المعامل المكافئ لمركبة النقل.

من أهم الأضرار المبكرة والشائعة بالطرق الليبية أضرار تشققات الإجهاد(Fatigue Cracking) والتخدد (Rutting) ، ويكثر انتشارها بالطرق التي تتعرض إلى حركة مرتفعة نسبياً من مركبات النقل ، ويجدر الإشارة إلى ان بعض الدراسات المحلية [4,3] للمعامل المكافئ لمركبة النقل بينت أن متوسط المعامل المكافئ لمركبة النقل في ليبيا يزيد عن 3.65. العديد من الدراسات [2-8] أكدت أن الزيادة في ضرر التخدد ونقص العمر الإجهادي والفقدان المتسارع في المستوى الخدمي للرصف هو نتيجة للزيادة في حمل المحور والزيادة في ضغط الإطار.

أهداف الدراسة

الهدف العام من هذه الدراسة هو إيجاد وتوضيح التأثيرات الناتجة من زيادة حمل المحور وضغط الإطار على قيم المعاملات المكافئة لحمل المحور، والأهداف التفصيلية هي:

- دراسة تأثير الزيادة في حمل المحور المفرد وضغط الإطار على استجابة قطاع رصف نمطي يستخدم في رصف الطرق الخلوية الرئيسية.
- تقييم تأثير الزيادة في ضغط الإطار على المعاملات المكافئة لمركبات النقل في ليبيا.

ولتحقيق هذه الأهداف تم اتباع المنهجية التالية : إيجاد تأثير الزيادة في حمل المحور المفرد وضغط الإطار على قطاع الرصف النمطي من خلال حساب انفعال الشد الافقي(ε_t) في أسفل الطبقة الأسفلتية ، وانفعال الضغط الرأسي (ε_c) في أعلى طبقة التأسيس الترابي باستخدام برنامج الحاسوب الكنلير(KENLAYER) ، ثم يتم تطوير جداول جديدة للمعاملات المكافئة بالاعتماد على هذه الانفعالات الحرجة.

أضرار الرصف المرن (Flexible Pavement Distress)

من أهم الأضرار الرئيسية التي تصيب الرصف المرن بسبب الأحمال المحورية الزائدة و/ أو زيادة ضغط الإطار هما : التخدد و التشققات الإجهادية.

التخدد (*Rutting*): هو أحد أهم الأضرار التي تؤخذ في الاعتبار عند تصميم الرصف المرن ، ويحدث التخدد في صورة هبوط مستمر في مسار عجلات أي أن الهبوط يحدث في سطح الرصف مباشرة تحت منطقة التحميل ، وذلك بسبب مرور حمل زائد عن الحمل التصميمي أو بسبب قصور في التصميم الإنشائي لطبقات الرصف أو بسبب عدم ملاءمة الخلطة الأسفلتية المستعملة في الرصف ، والأهم من هذا كله هو انفعال الضغط الرأسي في أعلى طبقة التأسيس الترابي الناتج من الأحمال المحورية ، حيث ترجح أغلب الهيئات بأن انفعال الضغط الرأسي هو المسؤول الرئيسي عن حدوث التخدد .

تفرض النظرية التقليدية للمرونة التي تتبعها معظم طرق التصميم التي كانت ومازالت سائدة إلى وقتنا الحاضر أنه بمجرد زوال الحمل فإن سطح الطريق يعود إلى وضعه الأصلي، وبالنظر إلى سلوك الخرسانة الأسفلتية باعتبارها مادة مرنة – لزجة (Viscous – Elastic Material) فإن الرجوع لا يكون باستعادة الهبوط الحادث كلياً ، وهذا الجزء من الهبوط غير المستعاذ يعرف بالانفعال الدائم ، وبمرور الزمن يتراكم هذا الانفعال ويزداد حتى يصبح ظاهراً للعيان على شكل اخدود في سطح الطريق وهو ما يعرف بالتخدد.

التشققات الإجهادية (*Fatigue cracking*): تظهر التشققات الإجهادية على سطح الرصف نتيجة لإجهادات الشد التي تتعرض لها طبقة الرصف الأسفلتية والتي تكون زائدة عن مقاومة الشد للمادة الرابطة الأسفلتية في الخلطة، ويمكن

ان تحدث التشققات الإجهادية نتيجة الإجهاد المباشر الناتج من تطبيق حمل مروري أكبر من المسموح به وفقا لتصميم الطبقة وقوة تحمل مادة الرصف.

قد تكون الإجهادات التي تتعرض لها طبقة الرصف الأسفلتية في حدود المسموح بها الا أنها بتكرار تطبيق تلك الإجهادات يتراكم الضرر (وهو ما يعرف بالإجهاد) مما يؤدي في النهاية إلى حدوث التشققات، وتعرف هذه التشققات بالتشققات الإجهادية (Fatigue Cracking). وعند المراحل المتقدمة من تشققات الإجهاد يحدث ما يسمى بالتشققات التمساحية (Alligator Cracking)، وهو ما ينتج بالتحديد من اتصال التشققات العرضية مع التشققات الطولية.

المعامل المكافئ لحمل المحور (EALF) (Equivalent Axle Load Factor)

يعرف المعامل المكافئ لحمل المحور على انه الضرر الذي يحدث للرصف الناتج من المرور مرة واحدة بواسطة محور ما نسبةً إلى الضرر للرصف من مرور حمل المحور القياسي مرة واحدة . وبمعنى آخر ؛ المعامل المكافئ لحمل المحور هو النسبة بين الضرر الحاصل من مرور محور ما لنظام قطاع رصف معين إلى الضرر الناتج من مرور محور قياسي مختار لنظام قطاع الرصف نفسه. أي أن

$$EALF = Fi = \frac{\text{الضرر من محور ما}}{\text{الضرر من محور قياسي}} \dots \dots \dots (1)$$

يُبنى التصميم الإنشائي للرصف على الأعداد الكلية لتكرار حمل المحور المفرد المكافئ (ESAL) ويحسب من المعادلة التالية [6]:

$$ESAL = \sum_{i=1}^{m} Fi.Ni \dots (2)$$

حيث: m = عدد مجموعات حمل المحور، Fi = معامل حمل المحور المكافئ لمجموعة حمل المحور (i)، Ni = عدد تكرار مجموعة حمل المحور (i) خلال الفترة التصميمية.

علما بأن معامل حمل المحور المكافئ يعتمد على نوع الرصف، وسمك الرصف أو القدرة الإنشائية للرصف ، ومستوى الخدمة النهائي الذي يكون فيه الرصف غير قابل للاستخدام .

قطاع الرصف النمطي واعتبارات التحميل

تم في هذه الدراسة استخدام مجال التغيير لحمل المحور المفرد زوجي الإطار من 8,000 رطل إلى 36,000 رطل ، بينما تم استخدام مجال التغيير في ضغط الإطار من 70 رطلاً \ بوصة^2 إلى 170 رطل \ بوصة^2. حيث طبق هذا على قطاع رصف نمطي يستخدم في رصف الطرق الخلوية الرئيسية في ليبيا، الجدول 1 يوضح سمك وخصائص طبقات الرصف لهذا القطاع.

جدول 1: سمك وخصائص طبقات الرصف للقطاع النمطي

الطبقة	سمك الطبقة (بوصة)	معاير الرجوعية E (رطل\بوصة^2)	نسبة بويسان μ
الطبقة السطحية الأسفلتية	5	400,000	0.4
طبقة الأساس الحبيبي	8	30,000	0.35
طبقة التأسيس الترابي		10,000	0.45

اعتبر الرصف في هذه الدراسة على أنه نظام مرن متعدد الطبقات ويُعبر فيه عن خواص المواد في كل طبقة بمعاير الرجوعية (E) ونسبة بويسان (μ) ، أما المرور فيُعبر عنه بأعداد تكرار حمل محور مفرد زوجي الإطار يتراوح من 8,000 رطل إلى 36,000 رطل ، أما ضغط الإطار فيتراوح من 70 رطلاً \ بوصة^2 إلى 170 رطل \ بوصة^2 ، ويمثل كل إطار بشريحة دائرية مرنة بمختلف أنصاف الأقطار طبقاً لاختلاف حمل المحور وضغط الإطار ، المسافة بين الإطارات الزوجية من المركز إلى المركز 13.8 بوصة. ويحسب نصف قطر مساحة التلامس كالآتي:

$$a = \sqrt{\frac{P}{\pi\, q}} \dots \dots \dots (3)$$

حيث: a = نصف قطر مساحة التلامس بالبوصة. P = الحمل على الإطار بالرطل.

P = الحمل على الإطار بالرطل. π = النسبة التقريبية (3.14).

تحليل الضرر: ينتج عن مرور مركبات النقل فوق سطح الرصف المرن انفعالان يُعتقد بأنهما حرجان لأغراض تصميم الرصف المرن وهما : انفعال الشد الأفقي (ε_t) في أسفل الطبقة الأسفلتية ، وانفعال الضغط الرأسي (ε_c) في أعلى طبقة التأسيس الترابي ، وسيتم استخدام برنامج كنلير (KENLAYER) في هذه الدراسة لإيجاد هذين الانفعالين ، عندما تحصل زيادة في انفعال الشد الأفقي تحصل تشققات الإجهاد بالطبقة الأسفلتية وتكون أضرار الرصف ناتجة عن الإجهاد ، وعندما تحصل زيادة في انفعال الضغط الرأسي يحصل التخدد عند سطح الرصف بسبب التحميل الزائد لطبقة التأسيس الترابي وتكون أضرار الرصف ناتجة من التخدد.

في هذه الدراسة تم إجراء تحليل الضرر للتشققات الإجهادية والتخدد وفق معايير الإجهاد والتخدد المقترحة من معهد الأسفلت الامريكي[6] .

- معيار الإجهاد (Fatigue Criteria) يعبر عن العلاقة بين انهيار الإجهاد وانفعال الشد الأفقي في أسفل الطبقة الأسفلتية بالأعداد التكرارية وفق المعادلة التالية:

$$N_f = 0.0796\left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3.291}\left(\frac{1}{E_1}\right)^{0.854} \quad \ldots\ldots\ldots (4)$$

حيث: N_1 = عدد تكرار الحمل لحصول التشققات الإجهادية بمساحة 20 % من مساحة الرصف. ε_t = انفعال الشد الأفقي عند أسفل الطبقة الأسفلتية، E_1 = معاير المرونة للطبقة الأسفلتية، وعليه

المعامل المكافئ لحمل المحور (EALF) على أساس معيار انهيار الإجهاد هو نسبة N_{fss} إلى N_{fij} .

$$EALF = \frac{N_{fss}}{N_{fij}} = \left(\frac{\varepsilon_{tij}}{\varepsilon_{tss}}\right)^{3.291} \quad \ldots\ldots\ldots (5)$$

حيث: Nfss = عدد تطبيقات الأحمال والضغط القياسيين. N_{fij} = عدد تطبيقات حمل وضغط اختياريين.

ε_{tss} = أقصى انفعال شد أسفل الطبقة الأسفلتية الناتج من تطبيق محور قياسي (18,000 رطل) وضغط إطار قياسي (70 رطلاً / بوصة^2).

ε_{tij} = أقصى انفعال شد أسفل الطبقة الأسفلتية نتيجة تطبيق حمل المحور (i) و ضغط الإطار (j)

- معيار التخدد (Rutting Criteria) يمثل العلاقة بين انهيار التخدد وانفعال الضغط الرأسي في أعلى طبقة التأسيس الترابي بعدد تكرار تطبيقات الحمل وتحسب بالمعادلة التالية :

$$Nd = 1.365 \times 10^{-9}\left(\frac{1}{\varepsilon_c}\right)^{4.477} \quad \ldots\ldots\ldots (6)$$

حيث: Nd = عدد تطبيقات الحمل لحصول تخدد بعمق 0.5 بوصة.

ε_c = انفعال الضغط الرأسي في أعلى طبقة التأسيس الترابي، و المعامل المكافئ لحمل المحور (EALF) على أساس معيار انهيار التخدد هو النسبة بين N_{CS} ،NCL .

$$EALF = \frac{N_{CS}}{N_{CL}} = \left(\frac{\varepsilon_{cij}}{\varepsilon_{css}}\right)^{4.477} \quad \ldots\ldots\ldots (7)$$

حيث: NCS = عدد تطبيقات الحمل والضغط القياسيين، N_{CL} = عدد تطبيقات الحمل والضغط الإختياريين، ε_{css} = أقصى انفعال ضغط رأسي في أعلى طبقة التأسيس الترابي تحت تأثير حمل محور قياسي (18,000 رطل) وضغط إطار قياسي (70 رطلاً / بوصة^2)، ε_{cij} = أقصى انفعال ضغط رأسي في أعلى طبقة التأسيس الترابي تحت تأثير حمل المحور (i) وضغط الإطار (j).

إيجاد المعامل المكافئ لحمل المحور (EALF)

- استخدم برنامج الكنلير (KENLAYER) لإيجاد مستويات الإنفعالات، في الرصف تحت الزيادة في حمل المحور وضغط الإطار، كما هو موضح بالجداول 2 و3.

جدول 2: الانفعالات الناتجة من المحور المفرد القياسي وضغط الإطار القياسي

حمل المحور (رطل)	ضغط الإطار (رطل / بوصة^2)	أقصى انفعال شد ε_{tss}	أقصى انفعال ضغط ε_{css}
18,000	70	-0.0002234	0.0005318

جدول 3: الانفعالات الناتجة من المحور القانوني وضغط الإطار 100 رطل/ بوصة^2

حمل المحور (رطل)	ضغط الإطار (رطل / بوصة^2)	أقصى انفعال شد ε_{tij}	أقصى انفعال ضغط ε_{cij}
22,000	100	-0.0002873	0.0006533

وبنفس الطريقة يتم حساب الانفعالات لمختلف الأحمال المحورية المفردة ومختلف قيم ضغط الإطار.

إيجاد المعامل المكافئ لحمل المحور باستخدام معادلات معايير الإجهاد والتخدد لمعهد الأسفلت الأمريكي والانفعالات الناتجة من التحليل:

- معيار الإجهاد $EALF_F = \left(\frac{\varepsilon_{tij}}{\varepsilon_{tss}}\right)^{3.291}$
- معيار التخدد $EALF_R = \left(\frac{\varepsilon_{cij}}{\varepsilon_{css}}\right)^{4.477}$

نتحصل على المعاملات المكافئة لحمل المحور المفرد القانوني بمعيار الإجهاد ومعيار التخدد للقطاع النمطي كما هو موضح في الجدول 4.

جدول (4) قيم المعامل المكافئ لحمل المحور المفرد القانوني

حمل المحور (رطل)	ضغط الإطار (رطل / بوصة^2)	$EALF_F$	$EALF_R$
22,000	100	2.288	2.512

لكل حمل محور وضغط اطار يتم اختيار المعامل المكافئ لحمل المحور الأكبر ($EALF_F$ أو $EALF_R$). كما هو موضح بالجدول 5.

جدول (5) المعاملات المكافئة لحمل المحور المفرد للقطاع النمطي

حمل المحور (رطل)	نوع المعامل المكافئ لحمل المحور	المعامل المكافئ لحمل المحور (EALF) ضغط الإطار (رطل / بوصة^2)								
		70	100	110	120	130	140	150	160	170
8000	**المعامل المكافئ للإجهاد هو الأعلى (EALFF)**	0.146	0.184	0.194	0.203	0.21	0.22	0.225	0.231	0.237
10000		0.255	0.333	0.355	0.375	0.39	0.41	0.423	0.437	0.449
12000		0.397	0.535	0.573	0.607	0.64	0.67	0.699	0.725	0.749
14000		0.569	0.786	0.848	0.906	0.96	1.01	1.057	1.099	1.14
16000		0.769	1.088	1.181	1.27	1.35	1.43	1.5	1.566	1.631
18000		1	1.439	1.572	1.694	1.81	1.92	2.029	2.13	2.221
20000	**EALFR**	***1.576***	1.841	2.017	2.185	2.35	2.5	2.644	2.78	2.911
22000	**EALFR**	***2.376***	***2.512***	***2.54***	2.738	2.95	3.15	3.348	3.529	3.709
24000	**EALFR**	***3.447***	***3.665***	***3.707***	***3.749***	***3.78***	3.884	4.132	4.366	4.596
26000	**المعامل المكافئ للتخددهو الأعلى (EALFR)**	***4.847***	***5.18***	***5.247***	***5.314***	***5.367***	***5.414***	***5.442***	***5.489***	***5.511***
28000		***6.637***	***7.134***	***7.239***	***7.337***	***7.417***	***7.477***	***7.541***	***7.582***	***7.635***
30000		***8.883***	***9.607***	***9.754***	***9.893***	***10***	***10.1***	***10.181***	***10.253***	***10.325***
32000		***11.662***	***12.669***	***12.889***	***13.07***	***13.22***	***13.36***	***13.494***	***13.596***	***13.692***
34000		***15.038***	***16.419***	***16.724***	***16.97***	***17.2***	***17.43***	***17.589***	***17.746***	***17.825***
36000		***19.121***	***20.933***	***21.384***	***21.75***	***22.03***	***22.31***	***22.495***	***22.685***	***22.876***

القيمة التي أسفلها خط تمثل المعامل المكافئ الأعلى

الخلاصة

بناءا على نتائج الدراسات المحلية السابقة ونتائج هذه الدراسة يمكن استنتاج الخلاصة التالية:

1. تتراوح قيم ضغط الإطار لمركبات النقل في ليبيا من 100 إلى 180 رطل / بوصة^2 ، والقيمة المتوسطة لضغط الإطار هي 150 رطل / بوصة^2.
2. بغض النظر عن مصدر المعامل المكافئ لحمل المحور فإن المعامل المكافئ لمركبة النقل يزداد بزيادة الأحمال المحورية.
3. تتقارب قيم معاملات الآشتو من قيم المعاملات المكافئة لقطاع الرصف النمطي عند ضغط الإطار 70 رطلاً / بوصة^2، وتقل قيم معاملات الآشتو عن قيم المعاملات المكافئة لقطاع الرصف النمطي عند قيم ضغط الإطار الأخرى.
4. قيم المعاملات المكافئة لحمل المحور والمحسوبة بمعيار الإجهاد هي القيم الحاكمة في حالة قيم الأحمال المحورية المفردة أصغر من قيمة حمل المحور المفرد القياسي، وذلك بسبب قلة تأثيرها على انفعال الضغط الرأسي ومن ثم على معيار التخدد.
5. في المرحلة الانتقالية؛ تعتمد قيم المعاملات المكافئة لحمل المحور على قيم ضغط الإطار، حيث تكون المعاملات المحسوبة بمعيار الإجهاد هي الحاكمة عند قيم ضغط الإطار المرتفعة، وتكون المعاملات المحسوبة بمعيار التخدد هي الحاكمة عند قيم ضغط الإطار المنخفضة.
6. قيم المعاملات المكافئة لحمل المحور والمحسوبة بمعيار التخدد هي القيم الحاكمة في حالة قيم الأحمال المحورية المفردة أكبر من أحمال محاور المرحلة الانتقالية، وذلك بسبب التأثير الكبير على انفعال الضغط الرأسي.
7. عند استخدام متوسط ضغط الإطار في ليبيا (150 رطل / بوصة2) فإن: معامل مركبة النقل المحسوب باستخدام المعاملات المكافئة لقطاع الرصف النمطي تعادل في المتوسط 1.7 مرة معامل مركبة النقل المحسوب باستخدام معاملات الآشتو.
8. حساب حمل المحور المفرد المكافئ (ESAL) لغرض تصميم الرصف باستخدام معاملات مركبة النقل المحسوبة بمعاملات الآشتو ينتج عنه تصاميم ضعيفة وأقل قوة من المطلوب مما يسبب في ظهور أضرار مبكرة بالرصف.

المراجع

1. رائد عبد الحميد بن حمودة ، عدنان امحمد عريبي ، مشروع تخرج لنيل درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية بعنوان " تأثير الزيادة في ألأحمال المحورية على العمر التصميمي للطرق " ، قسم الهندسة المدنية ، كلية الهندسة ، جامعة طرابلس ، خريف 2013.
2. محمد الشتيوي بن عمر ، هدى يونس الادريسي ، ورقة بحثية بعنوان " ضبط الحمولات الزائدة في ليبيا بين الواقع والمستهدف " مجلة البحوث الهندسية ، جامعة طرابلس ، 2014.
3. رنيم محمد بن عمر ، مشروع تخرج لنيل درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية بعنوان " تأثير ضغط الإطار وحمل المحور المفرد على المعامل المكافئ لحمل المحور" ، قسم الهندسة المدنية ، كلية الهندسة ، جامعة طرابلس ، خريف 2018.
4. شركة نورول التركية للإنشاءات والتجارة المسأهمة " تقرير عن دراسات وتصاميم أعمال الصيانة للطريق الساحلي قطاع مصراته - القربولي " ، 2007.
5. مكاري احمد مكاري ، رسالة ماجستير في الهندسة المدنية بعنوان " إستدامة الطرق ذات الرصف المرن و تأثير الأحمال الزائدة عليها " ، قسم الهندسة المدنية والمعمارية ، مدرسة العلوم الهندسية، اكاديمية الدراسات العليا، ربيع 2021.
6. يوكسل بروجي للاستشارات الهندسية " تصميم الطريق الساحلي البديل قطاع مصراته - امساعد ، 2010.
7. Huang, W.H.Sung, Y.L , Lin, J.D and Hung C.T, " Effect of Heavy Vehicles and Tire pressure on flexible pavement design in Taiwan", TRB, 80th Annual Meeting, 2001, 1-21.
8. Superpave Mix Design, Superpave series No. 2 (sp-2), 3rd edition, Asphalt Institute, 2001.

تقييم اتزان المنحدرات الصخرية الموازية للطريق الجبلي القواسم شمالي شرق مدينة القواسم

ابوالقاسم عبدالفتاح الأخضر[1]*، عماد مسعود دوحة [2].

1 عضو هيئة تدريس- قسم الهندسة الجيولوجية- كلية الهندسة جادو- جامعة نالوت- ليبيا

2 عضو هيئة تدريس- قسم الهندسة المدنية- كلية الهندسة جادو- جامعة نالوت- ليبيا

a.alakhdar@nu.edu.ly *

ملخص

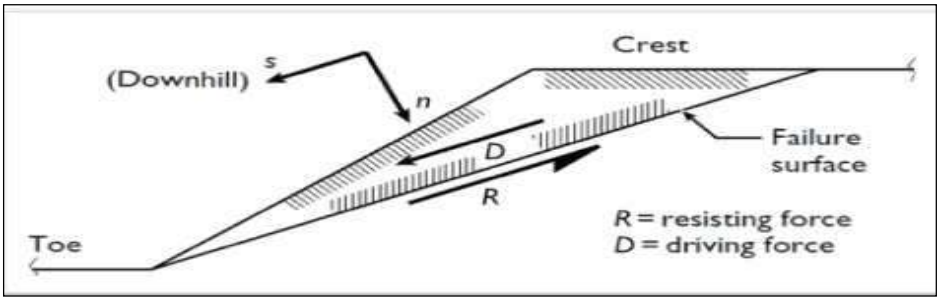
تشكل عمليات انهيار الكتل الصخرية على منحدرات الطريق الجبلي القواسم خطراً حقيقياً وبخاصة إذا تحررت الكتل الصخرية على اختلاف أحجامها من مصدرها مصحوبة بفجأة وسرعة الحدوث، وما سينجم عن ذلك الإنهيار من أضرار ستلحق بالطريق ومستخدميه، فكان الهدف الرئيس؛ تقييم اتزان المنحدرات الموازية للطريق الجبلي على خط مسح بطول 100 متر وبمتوسط ارتفاع 7 أمتار للمكشف الصخري ودرست الخواص الهندسية لأسطح الشقوق والفواصل وقورنت بالمعايير العلمية والعالمية المعتمدة.

وأشارت النتائج إلى أن صخور المنحدر المحاذية للطريق أكثر ضعفاً من الكتل التي توجد بأعلى المنحدر إذ تميزت صخور المنحدر بوجود تقاطع لثلاث أنظمة للفواصل S3،S2,S1 ويعد النظام S2,S1 أكثر تأثيراً وتعمقاً دخل صخور المكشف ونتج عن تقارب هذه الأنظمة انفصال الكتل بحجم صغير إذ بلغت قيم المسافة بين الفواصل (Joint Spacing) 56 سم وبوصف عام (Moderately wide spaced) وقلت مع تقارب ووجود الأنظمة الثلاث (Rock Quality Designation) بنسبة بلغت (55.9 %) وبوصف عام (poor) ومتوسط الانفصال (Separation) للفواصل (32 ملم) بتصنيف (Moderately narrow)، أما الأجزاء العليا للمنحدر فقد بلغت قيم متانتها (RQD) (96 %) بوصف عام (Very Good) وهي ناتجة عن التباعد في المسافة بين الفواصل(JS) والتي بلغت قيمتها (350 سم) وبذلك يكون انفصالها بحجم كبير وهذا ما تم رصده حقلياً وتبين أن الكتل مفصولة في حالة اتزان وفي حال انهيارها ستكون الحركة المؤكدة لبعض الكتل السقوط الصخري والأخرى الانقلاب ، وأهم التوصيات التي قدمت العمل على إزالة الكتل الآيلة للانهيار والتي يسبب وجودها خطراً على الطريق ومستخدميه إذا انهارت، ومن التوصيات ضرورة وضع علامات تنبيهيه بعدم التواجد بالقرب من المواضع الآيلة للانهيار وبخاصة أن الطريق مقصد للزوار.

كلمات دالة: الكتل الصخرية، الخصائص الهندسية، السقوط الصخري، الفواصل، الشقوق، محفز الحركة.

مقدمة

تعد المنحدرات من المظاهر المورفولوجية المتواجدة على سطح الأرض، تختلف باختلاف أماكن وأسباب وظروف تكونها كما تختلف من حيث درجة الانحدار وطبيعة المواد المكونة لها، فبعض المنحدرات مكونة من كتل صلبة أو من حطام صخري من نفس نوع التكوين المكون للمنحدر أو منقولة من مواضع أخرى، وقد تكون المواد المكونة للمنحدرات متماسكة أو غير متماسكة، حيث إن المواد غير المتماسكة أقل استقرارا على المنحدرات [1] إن ما يميز الكتل الصخرية أنها تحافظ على استقرارها بزاوية تسمي زاوية الاستقرار وهي أقصي زاوية ميل للمنحدر تضمن بقاء المواد والكتـل دون حركة، وتتغير هذه الزاوية بوجود محفزات التحرك، وتبقي الكتل الصخرية في حالة اتزان في موقعها ما لم يحدث عليها تغير في خواصها الهندسية [2]، إن حدوث الإنهيار على أسطح المنحدرات الصخرية عادة ما يحدث بشكل مفاجئ مع سرعة الحركة، إن الهدف الأساسي عند قطع المنحدرات هو الحفاظ على استقرارها ومعامل الأمان لها [3]، والذي يرتبط بالانحدار وارتفاع المنحدر واتجاه مستويات الضعف واتجاه ميل الطبقات وضغوط المياه في الفواصل والشقوق وقد تصبح المنحدرات غير مستقرة بسبب تأثيرات العوامل الجوية أو التعرية أو التجوية. ويلزم للحفاظ على استقرار أي منحدر والحيلولة دون فشله للوصول إلى عامل أمان محدد ويتم حساب معامل الأمان (FS) بدراسة العلاقة بين القوة المقاومة (R) والقوة الدافعة (D) [4] لاحظ شكل 1.



شكل1: اتجاه القوة المقاومة والدافعة [4]

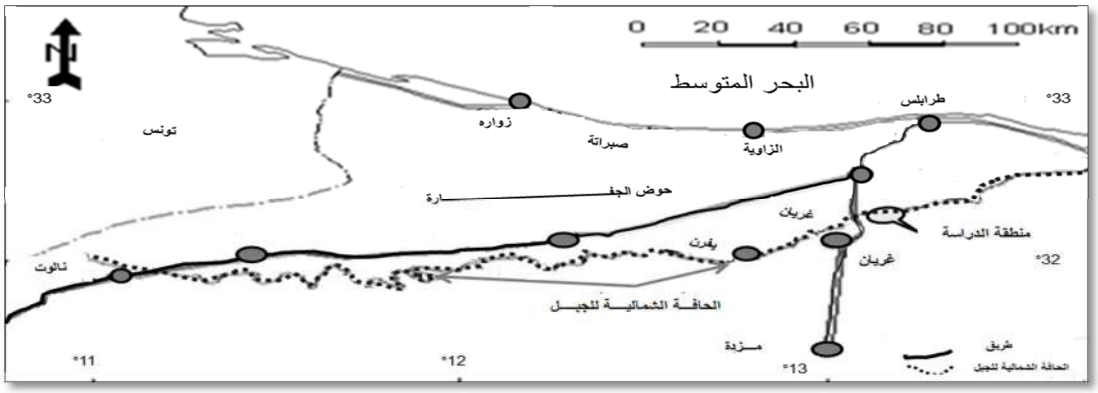
وتوجد بعض المحفزات التي تسبب تغيرا في زاوية استقرار الكتلة ككل أو لأجزاء منها، ومن ناحية أخرى قد يحدث تغير في الخواص الهندسية للكتل الصخرية كنتاج لأعمال الحفريات المستخدمة لشق الطرق الجبلية أو التفجيرات المفتعلة من قبل الإنسان[5]، وتعد المنحدرات الموازية والمتاخمة للطريق الجبلي أبوغيلان القديم مثالا مهما لحركـة وانهيار الكتل الصخرية، لذلك وجب تقييم تلك الخواص.

تعد الطريق الجبلي أبوغيلان القديم موقع جذب للزوار في أيام العطلات ولغرض التنزه وذلك لجمال منحدراتها، حيث يكثر فيها نشاط طلاب الجيولوجيا ولوحظ في بعض الزيارات ازدحام شديد للسيارات وللأفراد والبعض منهم يجلس على المنحدرات والبعض الأخر أسفلها. ولوحظ أيضا إيقاف السيارات بمحاذاة المنحدرات، فكان السؤال ماذا لوحدث انهيار في تلك الأثناء، ومن هنا برزت مشكلة البحث ففي حال حدوث أي خلل في زاوية الاتزان ستحدث عمليات وبخاصة إذا تحررت الكتل الصخرية على اختلاف أحجامها من مصدرها مصحوبة بسرعة وفجأة الحدوث، وما سينجم عن ذلك الإنهيار من أضرار ستلحق بالطريق ومستخدميه، فمع الاستمرار في عدم فهم العلاقة بين الظروف المسأهمة في إحداث مواضع الضعف والمتمثلة في الفواصل والعوامل المحفزة لانهيار الكتل عبر مستويات الإنهيار سيؤدي إلى حدوث أحد أنواع الحركات والتي بدورها تؤدي إلى إحداث ضرر بالطريق ومستخدميه، وبخاصة أن هذه الطريق أصبحت مصدر جذب للزوار، لذلك وجب دراسة تلك المنحدرات، وبوجه عام تفتقر الطرق الجبلية لدراسات تعني بدراسة اتزان منحدراتها فبمجرد أن تنهي الشركات المنفذة لعمليات قطع المنحدرات لغرض شق الطرق الجبلية يعتري الأهمال الطرق الجبلية ومنحدراتها، وتكمن أهمية البحث في فهم المشكلة ودراستها بطريقة ميدانية، ولا يتأتى ذلك إلا بالتعرف على الإنهيارات المحتملة للكتل الصخرية ومن ثم بإيجاد العلاقات المباشرة وغير المباشرة بين مكونات المنحدرات وعوامل حركة وثبات المنحدرات، وتوضيح الأضرار الناجمة عنها والأضـرار، فكان الهدف الرئيسي للدراسة تقييم اتزان المنحدرات الصخرية الموازية والمتاخمة للطريق الجبلي القواسم شمالي شرق مدينة القواسم.

موقع منطقة الدراسة

منطقة الدراسة جزء لا يتجزأ من الجبل الغربي وينحصر البعد المكاني في الطريق الجبلي أبوغيلان القديم وبعض المنحدرات الموازية والمتاخمة له، أما جغرافيا فتقع شمالي شرق منطقة غريان، على الحافة الشمالية لجبل غريان شكل 2 ويبدأ الطريق من الأسفل من بداية عين أبوغيلان وينتهي صعوداً عند محلة أبوغيلان وهي جزء من مدينة القواسم

وتبعد عن العاصمة طرابلس 75 كم تقريباً، أما فلكيا فالمنطقة تقع منطقة الدراسة بين دائرتي عرض " 88 '15 °32 شمالاً " 99 '15 °32 شمالاً وبين خطي طول " 17 '02 °13 شرقاً " 19 ' 02 °13شرقاً.



شكل2: موقع منطقة الدراسة [6]

جيولوجية منطقة الدراسة

منطقة الدراسة جزء لايتجزء من التتابع الطبقي العام المتكشف ضمن مرتفع نفوسة والتي تقع في الشمال الغربي لليبيا يفصلها من الناحية الشمالية عن البحر الأبيض المتوسط سهل الجفارة. وتمتد السلسلة لتلتقي بالبحر في منطقة الخمس شرقا، ومن الناحية الجنوبية حوض غدامس، كما تمتد سلسلة مرتفع نفوسة لتدخل إلى الحدود التونسية غربا وتتنوع الصخور في جبل نفوسة بتنوع بيئة الترسيب حيث مرت بدورات عدة من تقدم للبحر وتراجعه لترسب جميع أنواع الصخور الرسوبية من صخور قارية إلى بحرية ضحله وعميقة وصخور ترسبت في بيئة انتقالية مابين القارية والبحرية، كما يتواجد بعض التداخلات المنتشرة لأجسام نارية مثل البازلت والفونولايت [7]، وبدء العمر الجيولوجي للتتابع الطبقي مع بداية حقب الحياة الأوسط (الترياسي السفلي) بتكوين كرش واستمر إلى بداية حقب الحياة الحديث (الثلاثي) بتكوين زمام وفي منطقة الدراسة ينتهي التتابع الطبقي بتكوين نالوت بعمر الكريتاسي العلوي شكل 3.

شكل: 3 التتابع الطبقي لمنطقة الدراسة [8]

تكوين سيدي الصيد- أعطي هذا الاسم للتكوين لأول مرة بواسطة (El Hinnawy & Cheshited 1975) ويتكون من تتابع طبقي للصخور الكربونية المترسبة بسمك 100 متر على مستوي سطح عدم توافق في بيئة بحرية ضحلة في منطقة غريان بحيث يكون فوق تكوين ككلة في المنطقة الغربية وفوق تكوين ابوشيبة في المنطقـة الشرقية، ويتألف التكوين من عضوين العلوي عضو يفرن المتكون أساسا من الأحجار الجيرية الطينية (المارل) والدولوميتية مع تداخلات من الطين والجبس، أما السفلي فهو عضو عين طبي المتكون أساسا من الحجر الجيري والدولوميت الذي يتفاوت في حجم بلوراته بين الدقيقة والخشنة ذات لون أصفر إلى رصاصي مع تداخلات طبقات رقيقة من المارل، ويتواجد به وفرة من الأحافير التي تدل على عمر الطباشيري المتأخر (السينوماني). [9]

العوامل المؤثرة في حركـــــة المواد والكتـــل الصخرية

تحدث حركة المواد على أسطح المنحدرات مع الجاذبية عندما تفقد الصخور توازنها فتسقط أو تنحدر وقد تنزلق لأسباب مختلفة كعوامل التجوية والتعرية وتدخل الإنسان غير المدروس في البيئة الطبيعية الناجم عن استخدام الأراضي وقد تصنف الحركات بأنها ضحلة والمؤثر في حركتها الأمطار الغزيرة [**10**] ، وتختلف الحركات فيما بينها فزحف التربة أو زحف الصخور يحدث ببطء شديد، أما عمليات الانزلاق الأرضي فإنها تحدث بسرعة شديدة دون أن ترى مثل الحركات الناجمة عن فعل الزلازل [11]، وتـــعد عمليات تساقط الصخور من أخطر الحركات كونها تحدث بسرعـــــــة وفـــــــجأة [12] ، وتبـرز أهمية الظروف المناخية كعوامل ومحفزات التحرك الكتلي على المنحدرات ولعل أبرزها التأثير الحراري والأمطار، ويعد الماء بشتى صوره من محفزات التحرك الكتلي، [13] إذ تـتأثر المنـحدرات الجبـــلية بسقوط الأمطار، وبالتالي تزيد من عملـيات تساقط الصخور أو انزلاقـــها وبخاصة إذا كانت تلك المنحدرات تفتقر للغطاء النباتي والذي يساعد على جعل المنحدرات أكثر عرضة لحركة المواد على أسطحها،[14] ويعد التماسك الداخلي للكتلة الصخرية مهما إذ يضعُف التماسك مع الوقت تدريجـيا نتيـجة عوامل منها تأثير التجوية بنوعيها الكيميائية والميكانيكية، ويعمل التغير في التماسك الداخلي وبخاصة إذا اختلف التركيب المعدني والكيميائي للصخور على إحداث تراكيب مثل الفواصل والشقوق، وهي من التراكيب الثانوية في الصخور الرسوبية،[15]. إن التغير في زاوية الاتزان للكتل الصخرية والتي تقدر مابين °70و°90 مع المستوي الأفقي ينجم عنه حركـــــــة للكتل الصخرية إلى ما تحت أقدامها تعرف هذه الحالة باسم تساقط الصخور او تساقط التربة او تساقط المفتتات، [16]

المواد وطريقة البحث

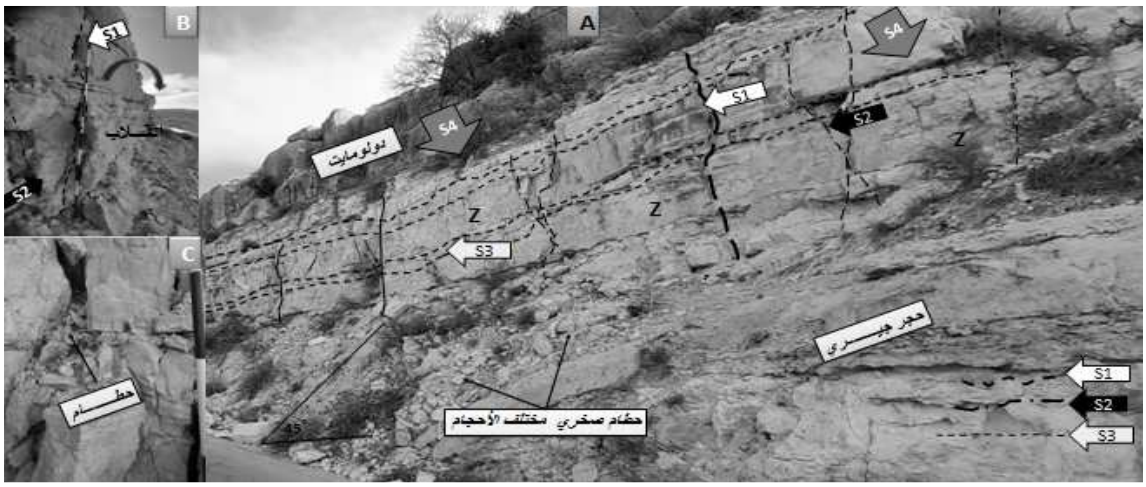
المرحلة الأولى- اشتملت على جمع معلومات عن مشكلة الدراسة، والتعرف على منطقة الدراسة عن كثب بالاطلاع على ما دون في الكتب والتقارير والأبحاث والمنشورات وتقييم ملاءمتها لأهداف البحث، ومن ثم تجمع بيانات مبدئية من الحقل وذلك من خلال الزيارات الميدانية وعلى فترات متقطعة للسير في الاتجاه الصحيح دعماً لمشوار البحث.

المرحلة الثانية- الدراسة الحقلية- تعد الدراسة الحقلية هي الركيزة لمحاكاة الواقع وركزت على إجراء قياسات حقلية وإجراء عمليات مسح وصفي وتحليلي لواقع المنحدرات، ونجم عنها تجميع البيانات والمعلومات عن مشكلة الدراسة والوقوف على شواهد حركة المواد والمخاطر الجيومورفولوجية المتوقعة، والتنبؤ بما قد يحدث بناءً على المعطيات والشواهد الحقلية، وتمييزا للدراسة الحالية عن دراسات سابقة للباحث أعطي رمز عام للدراسة وهو (L-AR-K-22) إذ يختصر الحرف (L) مصطلح Location، والحرفين AR لمصطلح Aboglan Road، و الحرف (K) لكلمة القواسم Kwasem. وتبلغ مساحة منطقة الدراسة 0.02 كم^2 وبتتبع مواضع الضعف التي تعتري المنحدرات المتاخمة والموازية وأسفل المنحدر تبين أن أهم صخورها صخور تكوين سيدي الصيد (Sidi As Asid Formation) وأهم صخوره الدولومالت المتركز في الأجزاء العليا للمنحدرات الموازية للطرق أما الأجزاء السفلى فتميزت بوجود صخور والحجر الجيري وهي كما يوضحه شكل 4 وقسمت الدراسة الميدانية لجزئين وفق التالي.

أولا: الأجزاء العليا للمنحدرات- تميزت بوجود صخور الدولومايت وهي من الصخور الرسوبية كيميائية النشأة وتركيبها الكيميائي ($CaMg(CO_3)_2$)، وقطعت أجزاء من هذه الصخور لغرض مد الطريق الجبلي أبوغيلان، وقد تبين من الدراسة الميدانية أن زاوية استقرار الصخور المقطوعة الموازية للطريق الجبلي بلغت 90° وبذلك تكون عملية الحركة في حال حدوث انهيار للكتل الصخرية المكونة للمنحدر هي السقوط الصخري، ومن الملاحظات التي تم تدوينها عن المكشف الصخري أنه يحوي كتلا صخرية مفصولة متأثرة بالتجوية الميكانيكية. وأبرز مظاهر التأثير وجود الفواصل والتي تظهر بشكل واضح في أنظمة ثلاث (S1,S2,S3) وأن التأثير الأبرز والواضح للنظامين S1,S2 إذ تبين من القياسات الميدانية تقاطع كلا النظامين بزاوية تراوحت بين (65°و 80)، وبالنسبة للنظام S3 فهو يمثل مستوى ترسيب ويتقاطع مع المستويين S1.S2 بزاوية مقدارها 90° وأما عن تأثير التجوية الكيميائية فقد وجد في أنطقة ضيقة جداً تمثلت في حفر الإذابة نتيجة لصلابة صخر الدولومايت والذي ترتفع فيه نسبة عنصر الماعنيسيوم mg، ومن الشكل 4 نلاحظ وجود نطاق لكل صخرية مفصولة متاخمة للطريق تراوحت أحجامها بين (40و70 سم^3) وتؤكد الدراسة أن السلوك المتوقع لحركتها هو الدحرجة لأنها تستقر على قاعدة صخرية صلبة ومن ثم السقوط عند وصولها للمنحدر الموازي للطرق على اعتبار أن زاوية قطع المنحدر90°، وتبين وجود كتل صخرية منهارة لاحظ الشكل 4 تتميز هذه الصخور بتركزها في مجرى تصريف مياه، ولوحظ أن أسطح هذه الكتل مصقولة وذلك يعد مؤشرا على التأثير الفعال للتعرية المائية، وبذلك يكون هناك تأثير فعال للمياه في منطقة الدراسة ككل وأبرز ما يثار في هذا المقام أن حدوث أي عملية انهيار للكتل الصخرية ستصل الطريق وستؤثر على مستخدمي الطريق لاحظ حركة السيارات بمحاذاة المنحدر.

شكل: 4 بعض منحدرات الجزء العلوي الموازية لطريق الجبلي أبوغيلان القديم

ثانياً: الأجزاء السفلى للمنحدرات- تميزت بوجود صخور الحجر الجيري Limstone تميزت بوجود صخور الدولومايت وهي من الصخور الرسوبية كيميائية النشأة وتركيبها الكيميائي ($CaCO_3$)، تميزت مكاشف الحجر الجيري المكونة للمنحدر بوجود تقاطع لثلاث أنظمة للفواصل S3،S2,S1 ويعد النظام S2,S1 أكثر تأثيراً وتعمقاً داخل صخور المكشف ونتج عن تقارب هذه الأنظمة انفصال الكتل بحجم صغير، وسأهم النظام الثالث والذي يمثل مستوى الترسيب في ضعف المكشف الصخري، وترجح الدراسة وجود نظام رابع S4 لاحظ شكل5-A موازياً لوجه المنحدر ويتكرر باستمرار والذي يسهم في انهيار الكتل الصخري إلى قطع صغيرة، وعلى ماذكر أنفاً وبدراسة الكتل المنهارة يمكن القول أنه لايوجد تقاطع بين النظامين S2,S1 لأن امتدادها ينتهي بالنظام S4 بينما يتقاطع النظام (S3) مع الأنظمة S4،S2,S1 بزاوية مقدارها 90°، وما يثار هنا أن وزن العمود الصخري الذي يعلو صخور الحجر الجيري له تأثير في تكوين الفواصل، وبالنسبة للشقوق فقد تبين وجود انتشار واسع للشقوق العشوائية، ومن الشكل 5 نلاحظ تكون منحدرات جديدة أسفل المنحدر الرئيسي المكون من الحطام الصخري وبلغت زاوية استقراره 45°. إن وجود مثل هذه الظاهرة ستكون عاملاً مساعداً لوصول الكتل المنهارة للطريق بكل سهولة، وتجدر الإشارة هنا إلى وجود مجاري تصريف مياه صناعية موازية للطريق طمرت بالحطام الصخري المنهار من المنحدر، ويعد إغلاق وطمر مجاري التصريف مؤشراً خطراً فالمياه بدلا من أن تتخذ من مجاري التصريف مسلكاً لتمر عبره ستتجه إلى الطريق محملة بالحطام والتربة و المفتتات والطين، وبالتالي ستصل الكتل الصغيرة المنهارة للطريق فتعيق حركة المركبات الآلية وقد تسبب في انزلاقها في فترات الهطول المطري، وعن تأثير التجوية الكيميائية فإن تأثيرها يظهر بشكل واضح على صخور الحجر الجيري على عكس صخور الدولومايت لتكون عاملاً مساعداً في إحداث ضعف للصخور، وبتتبع الشكل5-B نلحظ أن هناك نوعاً أخر من أنواع الانهيارات واردة الحدوث ألا وهو الانقلاب الصخري والذي تتحرك فيه الكتل الصخرية المفصولة من المنحدر ككتلة واحدة ولكن نتيجة لضعفها وكثرة الشقوق العشوائية بها تنهار إلى قطع صغيرة بمجرد ملامستها للطريق لتتناثر تلك القطع على الطريق. ويجب التنويه هنا بأن مثل هذه المواضع تحتاج لمحفز حركة لايشترط أن يكون هطولاً مطرياً بل قد يحدث الإنهيار بفعل الاهتزاز أو محاولة العبث أو ملامسة أو التصوير بالقرب من تلك المواضع الخطرة، ووجب التنويه هنا إلى أن الكتل المفصولة كالموضحة بالشكل C-5 تفتقر لوجود مواد لاحمة تسهم في ثبات تلك الكتل فجل الفواصل يملأها الحطام والتربة.



شكل 5: بعض منحدرات الجزء السفلي الموازية لطريق الجبلي أبوغيلان القديم

ومن الاختبارات الميدانية التي أجريت في الحقل للحصول على الخصائص الهندسية للكتلة الصخرية المنهارة والصخرية السليمة، اختبار الضغط اليدوي والمطرقة الجيولوجية لتقدير قوة الصخور[17] ووصفت النتائج من الجدول1

جدول 1: تقدير قوة الصخور السليمة [17]

Intact rock strength	Description	الوصف
< 1.25 MPa	Crumbles in hand	ينهـــــار فـــي متنـــــاول اليـــــد
1.25 – 5 MPa	Thin slabs break easily in hand	تتـــكسر الألـــواح الرقيقـــة بسهولة في اليد
5 - 12.5 MPa	Thin slabs break by heavy hand pressure	تتكسر الألواح الرقيقة بفعل ضغط اليد الثقيل
12.5 – 50 MPa	Lumps broken by light hammer blows	الكتل تتكسر بفعل ضربات المطرقة الخفيفة
50 – 100 MPa	Lumps broken by heavy hammer blows	الكتل تتكسر بفعل ضربات المطرقة الثقيلة
100 – 200 MPa	Lumps only chip by heavy hammer blows	الكتل تقطع فقط بضربـــات مطرقة ثقيلة
> 200 MPa	Rocks ring on hammer blows. Sparks fly	رنيـــن الصـــخوربفعل بضربات المطرقة

وتم اختبار 60 عينة منها 30عينة في الجزء العلوي للمنحدر(صخور الدولومايت)، وتراوحت نقاط القوة السليمة أي الصخور في مصدرها بين MPa 200-100 أي أن الكتل تقطع فقط بضربات مطرقة ثقيلة جدول 1، وهذا مايفسر وجود بعض الكتل المنهارة ولم تتأثر بشكل في شكلها وبالتالي تدلل على قوة الصخور، وتم إجراء الاختبار باستخدام المطرقة الجيولوجية على صخور الحجر الجيري السليمة،و المواد التي تعرضت للعوامل التجوية أي المنهارة على طول المنحدر بواقع 30عينة، وسجلت تقديرات متعددة وعند حساب متوسط القيم تراوحت نقاط القوة السليمة بين MPa 50و 12.5لأنها تنهار بفعل ضربات المطرقة الخفيفة، وتم العثور على بعض العينات تنهار في متناول اليد أي أن قوتها اقل من 1.25 ميجا باسكال وترجح الدراسة بأنها تعود لصخور المارل.

المرحلة الثالثة- تكمن أهميتها في اعتمادها على البيانات المتحصل من الدراسة الحقلية، وشملت هذه المرحلة تحليل البيانات وتقييم ثبات المنحدرات، وسأهمت المرحلة أيضاً في الحصول على نتائج حقيقة مبنية على مواصفات ومعايير علمية، ولأن الصخور المكونة للمنحدرات تتسم بوجود الفواصل والشقوق والتي تشكل في حد ذاتها مواضع ضعف حقيقي ومستويات انهيار لذلك تم الاعتماد على الخواص الهندسية لأسطح الشقوق. و العرض التالي يعطي أكثر تفصيلا لأهم تلك الخصائص التي استخدمت لتقييم ثبات المكاشف الصخرية.

الخـواص الهندسية لأسطح الشقوق والفواصل.

التمـــــوج (*Roughness*): يقصد بـــه شكل سطح الفاصـل ومنها ثـلاث أنـواع رئيسية- أسطح ناعمة (Smooth) وأسطـح خشنـة (Very Rough) وأسطـح بيـن ناعمـة وخشنـــة (Rough) [18]. وبعد إجراء القياس يتم تصنيف شكل سطح السطح كما في جدول 2 وما يثار هنا أنه كلما كانت الأسطح خشنة قلت الحركة على السطح، بينما يقل التماسك إذا كانت الأسطح ناعمة وخاصـة بوجود محفـز للحركة كالمياه. وبتتبع صخور المكاشف الصخرية تبين أن الأجزاء العليا للمنحدرات اتسمت بأن التموج السائد لأسطح الفواصل هو من النوع الناعم وفي بعض المواضع لوحظ وجود التموج المتوسط، أما الأجزاء السفلى فتميز بوجود التموج بين الناعم والخشن و النوع الخشن وجدول 2. ويفسر الباحث استقرار بعض الكتل المفصولة وبخاصة في الأجزاء السفلى لوجود النوع الخشن فهي تعمل كفرامل للحركة وتحدث نوعاً من التوازن وبمجرد وجود محفز للحركة ستنهار تلك الكتل.

جدول: 2 تصنيف أشكال سطح الشق. [19]

الوصف	النعومة
تشابك بين سطحي الشق بواسطة رؤوس مدببة.(تشابك متداخل)	خشن جداً
وجود تشابك مع انقطاعات بدون تشابك ويمكن تمثيله بورق السنفرة (30).	متوسط
السطح يبدو ناعما ويمكن تمثيله بورق السنفرة (300).	ناعم

حجم الفواصل والاستمرارية *(Continuity)*: تؤثر على خصائص الصخور فمن خلال هذه الخاصية يمكن التمييز بين الشقوق والفواصل وتأثيرها على سلوك الكتل الصخرية، ويمكن قياس طول الفواصل بشكل دقيق من خلال تتبع امتدادها على السطح ومقارنة النتائج المتحصل عليها من جدول3 ، أما حقليا يمكن تميزها إلى نوعين : فواصل مستمرة

لتنتهي بفواصل أخرى أو فواصل متقطعة تنتهي بصخور ضخمة، وهناك نوع آخر من الاستمرارية ويقصد بها مقدار تعمق الفاصل في الصخور فكلما زاد التعمق ضعفت الكتل الصخرية [20].

أوجد التغير في الصخور من حجر جيري في الأجزاء السفلى الي دولومايت في الأجزاء العليا إلى وجود نوعين من الفواصل. ففي الأجزاء السفلى غير متصلة لأنها انتهت بتغير الصفة الصخرية إلى دولومايت، ولوحظ أيضاً أن صخور الحجر الجيري تراوح متوسط امتداد فواصلها اقل من متر واحد ليكون تصنيفها قصيراً جدا جدول 3، أما عن امتداد الفواصل داخليا فتبين أن متوسط الإستمرارية أي الامتداد الداخلي بلغ 20سم، تقريباً وتفسر الدراسة سبب ذلك وجود المستوي S4 شكل4، أما الأجزاء العليا فبلغ متوسط طول فواصلها مابين 3و10 أمتار ليكون تصنيفها متوسطة الطول، وتتميز الفواصل في الأجزاء العليا بامتداد داخلي بمتوسط عام وصل 1.3متر، وما يميز امتداد الفواصل أنها متصلة أي أن الفواصل تتقاطع مع بعضها فيساعد ذلك في انفصال الكتل الصخرية عن الكتلة الأصل، وفي كل الأحوال لوحظ وجود تأثير واضح لامتداد الفواصل وتعمقها داخلياً على صخور منحدرات موضع الدراسة

جدول3: تصنيف حجم الفواصل بناءً على امتدادها [21]

الوصف	طول الفاصل
قصيرة جداً	اقل من ا متر
قصيرة	من 1-3 أمتار
متوسطة الطول	من 3-10 أمتار
طويلة جداً،	اكبر من10 أمتار

المســـافات بين الفواصل *Joint Spacing (js)***:** يقصد بها المسافـة بالسنتيمتـر بين الفاصل والفاصل المجاور له، وليس بالضرورة أن يكون نظام الفواصل متساوياً في المسافات فقد تكون متباعدة في نفس الوحدة الصخرية ويكون التباعد بين الفواصل في الصخور النارية أقل من 20سم، على عكس الصخور الرسوبية الذي قد يصل إلى 100متر وتكون إما موازيةً لأسطح التطبق وأخرى أو قاطعة للمجموعة الأولى بزاوية 90° [22]. ويعد قياس التباعد ذا أهمية كبيرة في تقييم بنية القطاعات الصخرية، فالفواصل تقلل قوة الصخور وهي على حالتين:

الأولى إذا كانت الفواصل ذات اتجاه واحد أي منتظمة فتحسب من المعادلة (1) والتي وردت في المرجع [22].

$$Sa = S1 + S2 + S3 + \cdots..1/SN \qquad (1)$$

Sa = متوسط المسافات بين الفواصل = ***(js)***

S1 = المسافـــة بيـــن الفاصـــل الأول والثـــاني

S2 = المسافـــة بيـــن الفاصـل الثاني والثـــالث

n = عـــدد المسافـــــات بيـــــن الفواصـــــل

حيث إن،،،،،،،،،،،،،،،،،،،،

الثانية: إذا تقاطعت ثلاثة أنظمة من الفواصل بزوايا مختلفة فتحسب من المعادلة (2) والتي وردت في المرجع [22].

$$Sa = js = set1 + set2 + set3/3 \qquad (2)$$

Set (1) نظام الفاصل الأول ويحسب من المعادلة رقم 1

Set (2) نظام الفاصل الثاني ويحسب من المعادلة رقم 1

Set (3) نظام الفاصل الثالث ويحسب من المعادلة رقم 1

يوصف نظام الفواصل تبعا لمواصفات الجمعية الجيولوجيـة لندن من جدول 4 بعد قيـاس المسـافة بين الفواصل.

جدول:4 تصنيف المسافة بين الفواصل.[23]

الوصف	Descriptive Terms	القياس(cm)
متباعدة للغاية	Extremely widely spaced	<200
متباعدة	Widely spaced	60 - 200
معتدل	Moderately widely spaced	20 - 60
مغلق قليلا	Closely spaced	6 - 20
مغلق	Very closely spaced	2 – 6
مغلق جداً	Extremely closely spaced	>2

من خلال القياسـات الميدانية على طول خط مسـح 50 متراً وبتطبيق المعادلة (2) على أنظمة الفواصـل (S3،S2,S1) بالأجزاء العليا تبين أن متوسـط قيم (JS) قد بلغت 250 سـم وبتصـنيف (Extremely widely spaced) جدول 4 وبذلك يكون انفصـالها بحجم كبير وهذا ما تم التأكد منه حقلياً لاحظ حجم الكتل في الشـكل 4، أما الأجزاء السـفلى فقد

بلغ متوسط المسافة بين الفواصل (JS) 56 سم وبوصف عام (Moderately wide spaced) جدول 4 فالشواهد الحقلية تؤكد أن الجزء السفلي الموازي للمنحدرات تنفصل كتله إلى أجزاء صغيرة ويكثر به الحطام الصخري المختلف الأحجام.

المواد بين الفراغات (*Infilling materials*):يقصد بها المواد الموجودة داخل الفواصل، وتعمل تلك المواد الموجودة كأحد أمرين: أولهما أن تسهم في ثبات الكتل الصخرية أو يكون لها دور في الحركة وفي كلا الأمرين فإن مقدار الثبات أو الحركة يعتمد على نوع المواد والمفتتات وحجمها. ففي بعض الأوقات ونتيجة لتأثير عوامل التجوية والتعرية من الأفضل أن تكون الشقوق ممتلئة ببعض المواد أفضل من كونها فارغة [24]، ويمثل جدول 5 نوع المواد المحتمل وجودها بين الشقوق والفواصل والحركة المحتملة نتيجة لوجود تلك المواد، ومن الدراسة الميدانية أكد أن المواد الموجودة ليس لها تأثير يذكر على المسأهمة في ثبات الكتل المفصولة فأغلب المواد الموجودة بين الفواصل إن وجدت فهي من نوع الحطام الصخري وتنتشر بشكل واسع في صخور الحجر الجيري، أما الأجزاء العليا فلا وجود لأي مواد داخل فواصل صخورها.

جدول 5: المواد بين الفراغات وخصائصها[24]

نوع المواد	الخصائص
كلوريت - التلك - الجرافيت	مواد احتكاك منخفضة للغاية ، خاصة عندما تكون رطبة.
المواد الطينية غير النشطة	مواد ضعيفة ومتماسكة ذات خصائص احتكاك منخفضة.
الكالسيت	قد يذوب ، لا سيما عندما يكون مسامياً أو على هيئة قشور.
الطين النشط	يعطي احتكا كًا منخفضًا جدًا وفقدانًا لقوة تماسكه.
الرمل أو الغرين	مواد الاحتكاك غير متماسكة.
الكوارتز	قد يسبب اللحام للشقوق.
الجبس	قد يذوب.

الانفصال *Separation*: ويقصد بها مقدار انفصال الكتلة أو أجزاء منها عن الكتلة الأصلية [25]، ويتم قياس اتساع الفواصل ومن ثم تقييم القياسات من التصنيف الوارد بالجدول 6.

جدول 6: تصنيف الانفصال بناء على قياسه [25]

مقدار الانفصال	Descriptive	الوصف
أكبرمن 200 ملم	Wide	واسع
60-200 ملم	Moderately wide	متوسط الاتساع
20-60ملم	Moderately narrow	متوسط الضيق
6-20 ملم	Narrow	ضيق
2-6 م	Very narrow	ضيق جداً
0 – 2 mm	Extremely narrow	ضيق للغاية
Zero	Tight	مغلق بالكامل

وتنجم الفواصل إما عن قوى قص أو شد ويعتبر اتساع الفاصل مؤشرا لحدوث إزاحة لأجزاء من الكتلة أو الكتلة ككل، واتسمت الفواصل المكونة لمنحدرات منطقة الدراسة بوجود نوعين من الانفصال الأول بلغت قيمته 32 ملم بتصنيف متوسط الضيق جدول 6 ترتكز في الأجزاء السفلى للمنحدر، وبذات التصنيف السابق (Moderately narrow) واتسمت الفواصل في الجزء الأعلى بقيمة بلغت 23 ملم ، وترجح الدراسة بأن عمليات الانفصال ستزداد بشكل أكبر لأن صخور الحجر الجيري أكثر عرضة للإذابة من صخور الدولومايت.

عدد مجموعات الفواصل *Joint Set No* : كلما زاد عدد الشقوق وعدد مجموعات أنظمة الفواصل فإن ذلك يضعف الكتلة الصخرية سواء كانت الفواصل أو الشقوق منظمة أم عشوائية، ففي مكاشف الكتل الصخرية المدروسة وجود ثلاثة أنظمة، وإن أشارت الدراسة إلى وجود مستوى رابع في الجزء السفلي من المنحدرات لوحظ أيضاً أن للشقوق العشوائية تأثيراً فعالاً على منحدرات الجزء السفلى إذا ماقورنت بالجزء العلوي الذي يفتقر لوجود الشقوق.

متانة الكتلة الصخرية (*Rock Quality Designation*) (*RQD*) وجاء في المرجع [26] كيفية حساب المتانة بالمعادلة رقم (3)، واستخرجت المعادلة من قبل (*Deere et al. 1967*) لتحديد متانة الكتل الصخرية أثناء عملية حفر الأنفاق وشق الطرق بالاعتماد على عينات لبية (*CORE*) [26]

$$RQD = \frac{\sum Length\ of\ core\ pieces > 10cm}{Total\ length\ of\ core\ run} \times 100 \quad (3)$$

وتوصف النتائج المتحصل عليها من الجدول 7؛ وكان السؤال ماذا سنعمل لو كانت الكتل الصخرية في أعلى المنحدرات لايمكن الوصول إليها بواسطة أجهزة الحفر؟ وفي سنة 1982 اعتمد على المعادلة رقم (4) كما وردت في المرجع [27] وجاء اعتمادها لاعتبارات عدة منهـا: أنَّ القراءات والنتـائج تمنح وصفـاً وافيـاً كافيـاً لمتانة المكاشف الصخرية ولأن النتائـج تأخذ في اعتبارها تعمق الفواصل بالكتلة الصخرية وتبرز تأثير الفواصل والشقوق غير المرئية معتمداً فيها على حجم الفواصل (Joints Volumetric)

$$RQD = 115 - 3.3(JV) \quad (4)$$

حيث Jv هي مجموع عدد الفواصل لكل وحدة طولية لجميع مجموعات (الفواصل)، وتتميز هذه الخاصية كون قياسها يعتمد على عدد الفواصل المقاسة بالحقل والموجودة ضمن مساحة القطاع المدروس، ويتم وصف النتائج المتحصل عليها من الجدول 7 لإعطاء وصف عام لجودة الكتلة الصخرية.

جدول: 7 وصف متانة الكتلة الصخرية [27]

نسبة المتانة %	RQD %	الوصف.
90 – 100	Very Good	ممتازة.
75 – 90	Good	جيدة.
50 – 75	Fair	ضعيفة.
25 – 50	Poor	سيئة
25<	Very Poor	سيئة للغاية.

وتعد (Jv) مؤشراً على الكيفية التي من المحتمل أنْ تتصرَّف بها المكاشف الصخرية، وذلك لأنَّ حجم الكتلة وقوة القص والخصائص الداخلية تسهم في تحديد الأداء الميكانيكي لكتلة الصخور وتحسب قيم (Jv) بطريقتين:

الأولى: في حال وجود نظام (set) واحد أو اثنين أو ثلاثة أو أكثر فتطبق المعادلة (5) والواردة في المرجع [28].

$$JV = 1/S1 + 1/S2 + 1/S3 + \cdots..1/SN \quad (5)$$

حيث (s1,s2,s3) متوسط المسافة بين الفواصل في كل نظام.

والثانية في حال وجود أكثر من نظام (sets) مع وجود شقوق عشوائية (Nr) يستحسن إدخال عدد الشقوق العشوائية ومساحة القطاع (A) ويتم تطبيق المعادلة (6) والواردة في المرجع [28].

$$JV = 1/S1 + 1/S2 + 1/S3 + \cdots..1/SN + NR/5\sqrt{A} \quad (6)$$

إن صحة النتائج ودقتها تعتمد على القياسات الحقلية المباشرة للفواصل التي تعتري الكتل الصخرية المكونة للمنحدرات وتعتمد القياسات على خبرة أي باحث في تحديده وتمييزه بين الشقوق والفواصل وأنظمتها، ولدراسة متانة الكتل الصخرية المكونة للمنحدرات اعتمد على المعادلة رقم (2) والمعادلة رقم (4) والمعادلة رقم (5) في دراسة الجزء العلوي المكون للمنحدرات موضع الدراسة لافتقار الكتل الصخرية لوجود الشقوق العشوائية، وبعد إجراء القياسات على طول خط مسح 50متراً تبين أن قيمة (RQD) بلغت (96 %) بوصف عام (Very Good) جدول 5 أما لأجزاء السفلى فقد استخدمت المعادلات (2)،(4)،(6) لكثرة الشقوق العشوائية بالقطاع المدروس، وبإجراء التحليل الرياضي بلغت قيمة (RQD) بنسبة بلغت (55.9 %) وبوصف عام (poor)، ويجب التنويه هنا إلى أن العامل المؤثر في تغيير قيم المتانة يعود في الأصل إلى عدد أنظمة الفواصل والمسافة فيما بينها، وكذلك عدد الشقوق العشوائية. وسيتم مناقشة التأثير والتداخل بين الخصائص في الغرض المتعلق بالنتائج والمناقشة.

الاستنتاجات

1. تعد منطقة الدراسة الطريق الجبلي القواسم والمعروفة لدى السكان المحليين بطريق أبو غيلان القديم من مناطق جذب الزوار للترفيه والتنزه لجمال منحدراتها وطبيعة تصميم الطريق.
2. أهم الصخور التي تشكل المنحدرات الموازية والمتاخمة للطريق تعود لتكوين سيدي الصيد عضو عين طبي إذ وجد أن الصخور المقطوعة مكونة من صخور الحجر الجيري الدولومايت، وقد قطعت الصخور الموازية بزاوية تصل 90° لغرض شق الطريق.
3. تتواجد صخور الدولومايت في الجزء العلوي لمنحدرات منطقة الدراسة، وتبين بأن الصخور يقل فيها نشاط التجوية الكيميائية والتأثير الأكبر للتجوية الميكانيكية، بينما الأجزاء السفلى للمنحدرات تتواجد بها صخور

الحجر الجيري والتي يرتسم عليها نشاط التجوية الكيميائية والميكانيكية، وابرز ملامح تأثير التجوية الميكانيكية وجود الشقوق والفواصل.

4. تنتشر الشقوق والفواصل بالكتل الصخرية الموازية والمتاخمة للطريق وبذلك تعد مؤشراً على وجود مواضع ضعف بالكتل الصخرية وأن الكتل في حال انهيار وأن بقاءها في موضعها عائد لوصولها لحالة اتزان مالم يعكر صفو الاتزان محفز الإنهيار.
5. من الدلائل والمؤشرات الحقلية على وجود حالات انهيار لمكونات منحدرات منطقة الدراسة الكتل الصخرية والحطام المتموضع أسفل المنحدرات إذ سأهمت على اختلاف أحجامها في إغلاق مجاري تصريف المياه.
6. أثبت القياسات ونتائج تحليل البيانات ارتفاع قيم المتانة (RQD) لصخور الدولومايت و ذلك يعود لكون المسافة بين الفواصل تزداد وتقل معها قيم اتساع الفواصل (الانفصال)، وبذلك تؤكد الدراسة بأن الكتل المفصولة تتسم بكبر حجمها.
7. كلما ارتفعت قيم المتانة (RQD) في المكاشف المدروسة زادت معها صلابة الصخور، وقل تأثير التجوية الكيميائية وازداد تأثير التجوية الميكانيكية كنتيجة لتغير خصائص الصخرية والتركيبية للصخور.
8. يمكن إطلاق تعاميم يتم بموجبها تحديد قيم المتانة لمكاشف غير مدروسة شريطة أنْ تكون الصفات الصخرية متماثلة ومتجانسة لجميع أجزاء المكشف الصخري.
9. يقل حجم الكتل الصخرية في المنحدرات المكونة من صخور الحجر الجيري وذلك ناجم عن تأثير المسافة بين الفواصل وأيضاً وجود أربعة أنظمة تتقاطع فيما بينها
10. ابرز الحركات المحتملة والمتوقع حدوثها هي السقوط الصخري وبخاصة أن زاوية قطع المنحدرات تصل إلى 90° وهناك نوع أخر وهو الانقلاب والذي سيكون صفة تلازم لبعض المواضع على المنحدرات المكونة للحجر الجيري، وأما عن سلوك الحركة المتوقع للكتل الصخرية المتاخمة للطريق فسيكون الدحرجة والقفز ومن ثم السقوط.
11. محفز الحركة بناء على الشواهد الحقلية هو الهطول المطري، وهناك محفز سيكون ذا فاعلية وهو النشاط البشري وفي حالة الدراسة سيكون الاقتراب وصعود المنحدرات المفصولة ومحاولة التمسك ببعض الكتل الآيلة للإنهيار.

الخاتمة

اكتسبت طريق أبوغيلان القديم أهميتها من تصميمها وجمال منحدراتها التي تتسم بوجود الفواصل والشقوق فسببت بذلك إحداث حالة ضعف للمنحدرات الموازية للطريق والمتاخمة، وتعتبر الكتل الصخرية المكونة للمنحدرات في حالة اتزان بالرغم من انفصالها عن المصدر، وفي حال حدوث أي إجهاد ناجم عن محفز حركة فسيكون الإنهيار المؤكد لتلك الكتل ولعل ابرز الحركات سيكون السقوط والانقلاب، وأهم التوصيات العمل على إزالة الكتل الآيلة للإنهيار والتي يسبب وجودها خطراً على الطريق ومستخدميه، ومن التوصيات أيضاً ضرورة وضع علامات تنبيهيه بعدم التواجد بالقرب من المواضع الآيلة للإنهيار وبخاصة أن الطريق مقصد للزوار، مع ضرورة مراقبة الطريق ومنحدراته، ويجب العمل على إزالة الحطام الصخري من مجاري تصريف المياه لتسهيل حركة المياه.

المراجع

1. Soeters, R. and Van Westen, C.J., 1996. Slope instability recognition, analysis and zonation. Landslides: investigation and mitigation, 247, pp.129-177.
2. Bye, A.R. and Bell, F.G., 2001. Stability assessment and slope design at Sandsloot open pit, South Africa. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 38(3), pp.449-466.
3. Pariseau, W. G. 2011. Design analysis in rock mechanics. CRC Press, pp. 21-24.
4. Cundall, P., Damjanac, B. 2016, Considerations on slope stability in a jointed rock mass. In 50th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium. OnePetro.
5. Chatziangelou, M. and Christaras, B., 2013. Rock mass blastability dependence on rock mass quality. Bulletin of the Geological Society of Greece, 47(13). PP.2-13.
6. Hammuda, O.S., Sbeta, A.M. and Worsley, D., 2000. Field guide to the Mesozoic succession of Jabal Nefusah. In NW Libya: Sedimentary basins of Libya-second symposium: Geology of Northwest Libya p. 50
7. El-Bakai, M.T., 1997. Petrography and palaeoenvironment of the Sidi as Sid Formation in Northwest Libya. Petroleum Research Journal, 9, pp.9-26.
8. Alfandi, E., 2012. Early Mesozoic Stratigraphy, Sedimentology and structure of the Gharian area, north western Libya, (Doctoral dissertation, Plymouth University).

9. Oun, K., Hlal,O., 2020, Short Notes And Field Guidebook to The Gharian-Taghmah Area, At The First Scientific Conference For The College Of Oil And Gas Engineering, March 18-20-2021, Pp 1-65
10. Persichillo, M.G., Bordoni, M., Meisina, C., Bartelletti, C., Giannecchini, R., D'Amato Avanzi, G., Galanti, Y., Cevasco, A., Brandolini, P., Galve, J.P. and Barsanti, M., 2016. Shallow landslide susceptibility analysis in relation to land use scenarios. Landslides and engineered slopes. Experience, theory and practice, 3, pp.1605-1612.
11. - Newmark, N.M., 1965. Effects of earthquakes on dams and mbankments. Geotechnique, 15(2) pp.139-160.
12. Andriani, G.F. and Walsh, N., 2007. Rocky coast geomorphology and erosional processes: a case study along the Murgia coastline South of Bari, Apulia—SE Italy. , 87(3), pp.224-238
13. Bajzelj, U., Likar, J., Zigman, F., Subelj, A. and Spek, S., 1992. Geotechnical analyses of the mining method using long cable bolts. In Rock support in mining and underground construction, proc. int. symp. on rock support (pp. 393-402).
14. Xu, Q., Liu, S., Wan, X., Jiang, C., Song, X. and Wang, J., 2012. Effects of rainfall on soil moisture and water movement in a subalpine dark coniferous forest in southwestern China. Hydrological Processes, 26(25), pp.3800-3809.
15. Noffke, N., Gerdes, G., Klenke, T. and Krumbein, W.E., 2001. Microbially Induced Sedimentary Structures--A New Category within the Classification of Primary Sedimentary Structures: PERSPECTIVES. Journal of Sedimentary Research, 71(5), pp.649-656.
16. Dorren, L.K., 2003. A review of rockfall mechanics and modelling approaches. Progress in Physical Geography, 27(1), pp.69-87.
17. Burnett, A.D. (1975) Engineering geology and site investigation – part 2: field studies, Ground Engineering, July, pp: 29-32
18. Poon, C.Y. and Bhushan, B., 1995. Comparison of surface roughness measurements by stylus profiler, AFM and non-contact optical profiler. Wear, 190(1), pp.76-88
19. Cai, M., Kaiser, P.K., Uno, H., Tasaka, Y. and Minami, M., 2004. Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 41(1).
20. Alakhdar, A. Mansur, A. Evaluation of the stability of the rock masses on the slopes adjacent to the mountain road Zintan (NW Libya), 2018, University Journal of pure and applied sciences Vol 17 No 1, pp 548-556.
21. http://www.rockmass.net/files/observation_joints.pdfReference: A. Palmstrom, RockMass.net
22. Palmstrom, A., 1995. RMi-a rock mass characterization system for rock engineering purposes.
23. Dafalla, D.S. and Malik, I.A.G., 2015. Evaluation of Structural Geology of Jabal, Omar. Evaluation, 11 (01), International Journal of Engineering Research and Development e-ISSN: 2278-067X, p-ISSN: 2278-800X, www.ijerd.com, Volume 11, Issue 01 (January 2015).
24. Sharma, V. M., & Saxena, K. R. (Eds.). (2002). In-situ characterization of rocks. AA Balkema
25. Palmstrom, A., 2005. Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). Tunnelling and Underground Space Technology, 20(4), pp.362-377 , Published in Tunnels and Underground Space Technology 20 (2005) 362-377.
26. Brady, B.H. and Brown, E.T., 2013. Rock mechanics: for underground mining. Springer science & business media.
27. Lucian, C. and Wangwe, E.M., 2013. The Usefulness of Rock Quality Designation (RQD) in Determining Strength of the RocK, International Refereed Journal of Engineering and Science (IRJES) ISSN (Online) 2319-183X, Volume 2, Issue 9, P37
28. bell.g.f, Engineering Geology, 2007, Elsevier, Linacre House, Jordan Hill, Oxford OX2 8DP, UK

IMPACT OF OVERLOADING ON OPERATIONAL FLEXIBLE PAVEMENT LIFE

Makari A. Makari[1], Rowida A. Gadi[2], Ahmed Gadi[2]
1Higher institute of science and technology, Mezda
2Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of

ABSTRACT

The main objective that motivated this study is to assess the impact of overloading on operational pavement life in flexible pavement. This research concentrates on, RAS JDAR-TRIPOLI road with weighbridge. The objective of this study is to calculate the reduction in the pavement operational life due to trucks overloading under various cases of loading, truck type and annual growth rate, using the AASHTO method to calculate this reduction. The result of this study shows that, traffic composition is the most effective element in the reduction of pavement life due to overloading which Libyan traditional method only co-relates with the excess load without knowing the other elements of roads. And the impact of overloading of 2 axles trucks will be almost equal or less than overloading all trucks types. As well as, In case of overloading on 2 axles trucks by max. Available load 10 tons the reduction in operational lifetime will be from 6 to 9 years at various values of annual growth rate.

Key words: Roads and economy, roads and sustainable development, road durability, excess loads.

INTRODUCTION

Roads are the most important transportation system in any country and mostly used by everyone on a daily basis, they play a significant role in promoting economic growth and the living standards of the population. By means of roads, people have access to markets, places of work, clinics and hospitals, educational institutions, places for sport as well as different activities. The structural design of roads is a very important issue. A 20-year pavement life represents the total anticipated load applications that the pavement will be subjected to, over a 20-year period. For the purpose of thickness design, the total number of load applications is the defining parameter. Trucks considered as the most determining type of vehicles in the structural design of roads. Overloading, in Libyan roads, not only causes considerable damage to the road network, but also contributes to serious road safety problems. Furthermore, heavy vehicle operators that do not overload considered as a disadvantage case, as they cannot compete fairly with the operators that follow a policy of deliberate overloading.

RESEARCH OBJECTIVES AND METHODOLOGY

In this paper, the operating lifetime of the Pavement is calculated. The calculation included the trucks overload, of different loading cases and time (truck type and annual growth rate). The results of the Road displayed in figures and tables.

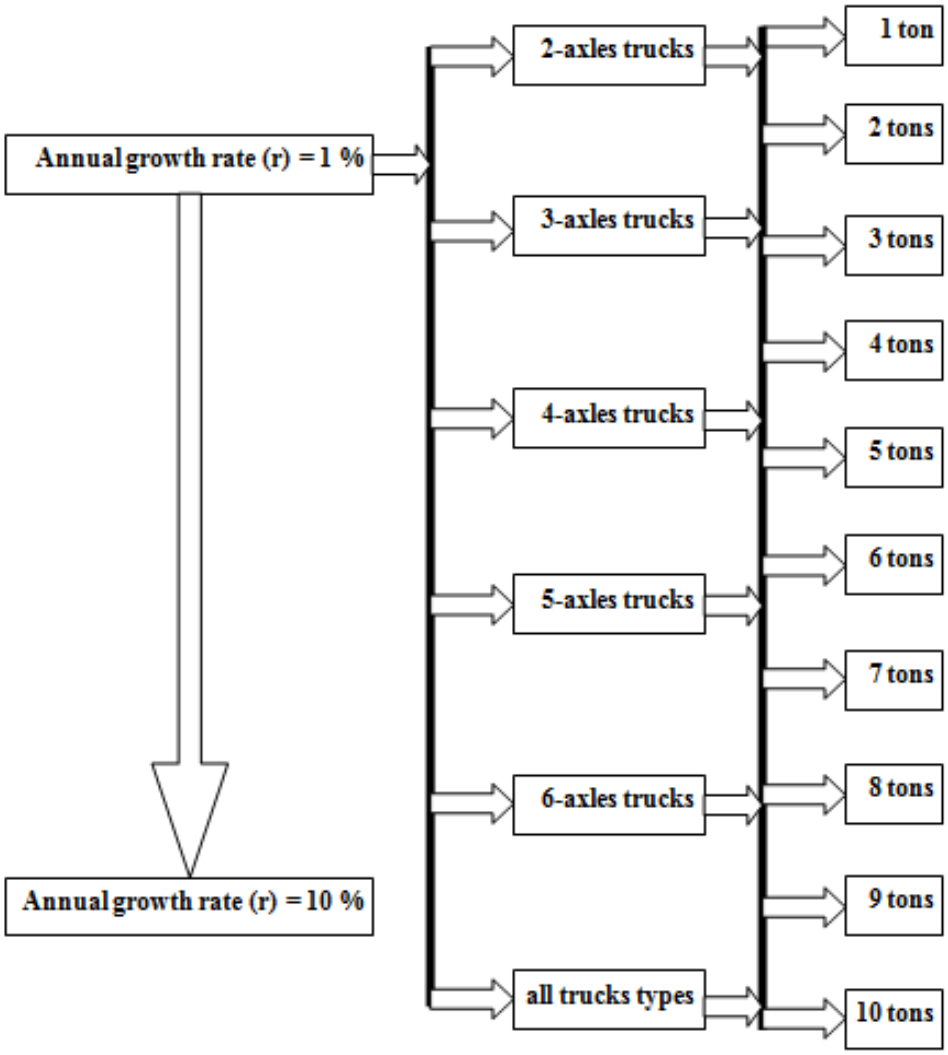
The following steps followed, in order to achieve these objectives:

1. Traffic data and road paving characteristics for the Ras Ajdir-Tripoli Road with Weight Bridge used to calculate the number of ESALS applications during the design period.
2. An assumption of ten annual growth rate values used. Each of which accompanied with ten values of overload that ranges from one to ten were tons.
3. For each value of excess load, six cases of the excess loads assumed, as follow:
   - First case: the excess load applied on 2- axle trucks only.
   - Second case: the excess load applied on 3- axle trucks only.
   - Third case: the excess load applied on 4- axle trucks only.
   - Fourth case: the excess load applied on 5- axle trucks only.
   - Fifth case: the excess load applied on 6 - axle trucks only.
   - Sixth case: the excess load applied on all type of trucks.
4. Operational pavement lifetime calculated under the previous conditions.

SELECTIONS OF ROADS

The Ras Ajdir-Tripoli Road has been selected which has a permanent weighbridge at the road.

CASES OF LOAD APPLICATION



- ❖ Calculating design life from W18 at various values of excess load applied on each type of trucks and on all types

$$W18 = ADT \times 365 \times gf \times Lf \times DD \times Tf \qquad (1)$$

Which:

ADT is the annual daily traffic
gf the is growth factor which depends on design life and annual growth rate (r)
Lf is the lane factor **DD** is the directional distribution **Tf** is the truck factor

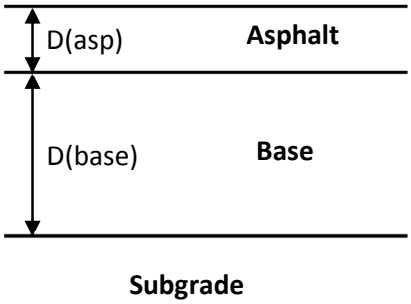
- For each value of (r) the W18 calculated assuming that W18, ADT, Lf and DD are constant values accordingly two variables exist, namely gf and Tf.[2]
- When excess load is applied Tf increases and consequently gf decreases which means that pavement life decreases.[2]

- ❖ Traffic data of Ras Ajdir-Tripoli road for a year
  - ADT = 20390
  - TRUCKS = 27.81%
  - 2-Axles = 19.6%
  - 3-Axles = 1.4%

- 4-Axles = 0.37%
- 5-Axles = 3.52%
- 6-Axles = 2.92%

❖ Pavement characteristic data for both roads

- Mr(asp) = 400000
- CBR(base) = 80
- CBR(sg) = 15
- D(asp) = 11 cm
- R = 95%
- So = 0.45
- PSI = 4
- PST = 2.2
- n = 20 years



❖ Effect of increasing excess load on pavement life due to annual growth rate = 5 %

Table 1: Effect of increasing excess load on pavement life due to annual growth rate = 5 %, Effect of increasing by 1 ton

		2-axis + X	3-axis + X	4-axis + X	5-axis + X	6-axis + X	all types + X
X = 1 ton	G	2.531	2.416	2.409	2.429	2.426	2.582
	factor(r,n)	31.44	32.94	33.03	32.76	32.8	30.82
	life time	19	19	19	19	19	19

- The effect of overloading 1 ton. reduction in operational lifetime is 1 year.

❖ Effect of increasing by 5 ton

Table 2: Effect of increasing excess load on pavement life due to annual growth rate = 5 %, Effect of increasing by 5 ton

		2-axis + X	3-axis + X	4-axis + X	5-axis + X	6-axis + X	all types + X
X = 5 ton	G	3.197	2.464	2.422	2.549	2.525	3.528
	factor(r,n)	24.89	32.31	32.86	31.22	31.52	22.56
	life time	16	19	19	19	19	15

- The effect of overloading of 2 axles trucks is high
- For 3,4,5,6 axles truck the max. reduction in operational lifetime is 1 year

In case of overloading of all trucks types the maximum reduction in operational lifetime is 5 years.

❖ Effect of increasing by 10 ton

Table 3: relation between 10 tons additional load on various types of trucks and operational design life for flexible pavement for Ras Ajdir-Tripoli Road at R=5%

		2-axis + X	3-axis + X	4-axis + X	5-axis + X	6-axis + X	all types + X
X = 10 ton	G	4.542	2.56	2.447	2.791	2.725	5.436
	factor(r,n)	17.52	31.08	32.52	28.51	29.2	14.64
	life time	12	19	19	18	18	11

❖ The effect of overloading of 2 axles trucks is high

- For 3,4 axles trucks the max. reduction in operational lifetime is 1 year
- For 5,6 axles trucks the max. reduction in operational lifetime is 2 years
- In case of overloading of all trucks types the maximum reduction in operational lifetime is 9 years.

❖ Effect of increasing excess load on pavement life due to annual growth rate =5%

Table 4: operational design life for flexible pavement for Ras Ajdir-Tripoli Road at R=5%

		2-axis + X	3-axis + X	4-axis + X	5-axis + X	6-axis + X	all types + X
X = 10 ton	G	4.542	2.56	2.447	2.791	2.725	5.436
	factor(r,n)	17.52	31.08	32.52	28.51	29.2	14.64
	life time	12	19	19	18	18	11
X = 9 ton	G	4.214	2.536	2.441	2.732	2.676	4.971
	factor(r,n)	18.88	31.38	32.6	29.13	29.74	16.01
	life time	13	19	19	18	18	12
X = 8 ton	G	3.912	2.515	2.435	2.677	2.631	4.543
	factor(r,n)	20.34	31.64	32.67	29.73	30.25	17.52
	life time	14	19	19	18	18	12
X = 7 ton	G	3.642	2.495	2.43	2.629	2.591	4.159
	factor(r,n)	21.85	31.89	32.75	30.27	30.71	19.13
	life time	15	19	19	18	19	13
X = 6 ton	G	3.397	2.478	2.426	2.458	2.554	3.811
	factor(r,n)	23.43	32.11	32.8	30.78	31.14	20.87
	life time	15	19	19	19	19	14
X = 5 ton	G	3.197	2.464	2.422	2.549	2.525	3.528
	factor(r,n)	24.89	32.31	32.86	31.22	31.52	22.56
	life time	16	19	19	19	19	15
X = 4 ton	G	3.003	2.45	2.418	2.514	2.496	3.252
	factor(r,n)	26.5	32.48	32.91	31.65	31.89	24.46
	life time	17	19	19	19	19	16
X = 3 ton	G	2.827	2.437	2.415	2.482	2.47	3.002
	factor(r,n)	28.15	32.65	32.95	32.06	32.22	26.51
	life time	18	19	19	19	19	17
X = 2 ton	G	2.67	2.426	2.412	2.454	2.446	2.78
	factor(r,n)	29.8	32.8	32.96	32.43	32.53	28.62
	life time	18	19	19	19	19	18
X = 1 ton	G	2.531	2.416	2.409	2.429	2.426	2.582
	factor(r,n)	31.44	32.94	33.03	32.76	32.8	30.82
	life time	19	19	19	19	19	19

The above Table shows that:

- The effect of overloading of 2 axles trucks is high.
- For 3, 4 axles truck the max. reduction in operational lifetime is 1 year.
- For 5, 6 axles truck the max. reduction in operational lifetime is 2 years.
- In case of overloading of all trucks types the maximum reduction in operational lifetime is 9 years.
- The effect of overloading all trucks types by 2 tons is higher than the effect of overloading 3 axles trucks only or 4 axles trucks only by 10 tons.
- The effect of overloading all trucks types by 3 tons is higher than the effect of overloading 5 axles trucks only or 6 axles trucks only by 10 tons.

CONCLUSION

Based on the study results and analysis of Ras Ajdir-Tripoli Road:

The following conclusion was obtained: -

1. Traffic composition is the most effective element in the reduction of pavement life.
2. The impact of overloading of 2 axles trucks will be almost equal or less than overloading all trucks types.
3. In case of overloading on 2 axles trucks by max. available load 10 tons the reduction in operational lifetime will be from 6 to 9 years at various values of annual growth rate.
4. The impact of overloading 2 axles trucks with 10 tons will be equal or less than the impact of overloading all trucks types with 8 tons.
5. The impact of overloading 3 axles trucks or 4 axles trucks with 10 tons will be equal or less than the impact of overloading all trucks types with 1 ton.
6. The impact of overloading 5 axles trucks or 6 axles trucks with 10 tons will be equal or less than the impact of overloading all trucks types with 2 tons.

REFERENCES

1. Yang H. Huang , "Pavement Analysis and Design " , Second Edition , University of Kentucky 2004.
2. AASHTO. Guide for Design of Pavement Structures; American Association of State Highway and Transportation Officials1993.
3. AASHTO , 1990. Guidelines for Pavement Management System ; American Association of State Highway and Transportation Officials .
4. AASHTO ,2001 . Pavement Management Guide , PMG-1 ; American Association of State Highway and Transportation Officials .
5. Huang, W.H.Sung, Y.L , Lin, J.D and Hung C.T, " Effect of Heavy Vehicles and Tire pressure on flexible pavement design in Taiwan", TRB, 80th Annual Meeting, 2001, 1-21.
6. Superpave Mix Design, Superpave series No. 2 (sp-2), 33rd edition, Asphalt Institute, 2001.

7. رائد عبد الحميد بن حمودة ، عدنان امحمد عريبي ، مشروع تخرج لنيل درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية بعنوان " تأثير الزيادة في ألأحمال المحورية على العمر التصميمي للطرق " ، قسم الهندسة المدنية ، كلية الهندسة ، جامعة طرابلس ، خريف 2013.
8. محمد الشتيوي بن عمر ، هدى يونس الادريسي ، ورقة بحثية بعنوان " ضبط الحمولات الزائدة في ليبيا بين الواقع والمستهدف " مجلة البحوث الهندسية ، جامعة طرابلس ، 2014.
9. مكاري احمد مكاري ، رسالة ماجستير في الهندسة المدنية بعنوان "إستدامة الطرق ذات الرصف المرن و تأثير الأحمال الزائدة عليها " ، قسم الهندسة المدنية والمعمارية ، مدرسة العلوم الهندسية، اكاديمية الدراسات العليا، ربيع 2021.
10. رنيم محمد بن عمر ، مشروع تخرج لنيل درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية بعنوان " تأثير ضغط الإطار وحمل المحور المفرد على المعامل المكافئ لحمل المحور" ، قسم الهندسة المدنية ، كلية الهندسة ، جامعة طرابلس ، خريف 2018

تقييم حالة الرصف

مقاومة الانزلاق
أحد المؤشرات الهامة لقياس معدل أداء الطريق

جمال عبدالله بيت المال
هندسة وإدارة الطرق - جامعة مصراتة

ملخص

تعتبر حوادث الطرق أحد المشاكل الرئيسية التي تعاني منها جميع دول العالم سواء المتقدمة منها أو النامية على حد سواء، ولقد أصبحت مشكلة حوادث الطرق في ليبيا مشكلة قومية ذات تأثير بالغ على المواطن الليبي بما تسببه من خسائر بشرية ومادية كبيرة، وقد تضاعفت الخسائر الناجمة عن هذه المشكلة مؤخراً بشكل ملحوظ، الأمر الذي يتطلب ضرورة تضافر جهود جميع الجهات التي لها صلة بالمنظومة المرورية سواء كانت جهات حكومية أو غير حكومية للحد من تأثيراتها المختلفة.

تعرض هذه الورقة بإيجاز حالة دراسية لمعدلات حوادث الطرق داخل مدينة بنغازي وتحديدا موضوع مقاومة الانزلاق حيث تناقش العوامل التي تؤثر فيها وأهمها السرعة وحالة سطح الطريق والتفاعل بينهما. وتهدف الورقة إلى إبراز أهمية هذه الظاهرة وتأثيرها على السلامة المرورية. كما تعرض الورقة أيضاً بعض الطرق المباشرة وغير المباشرة لقياس مقاومة الانزلاق مثل قياس الاحتكاك عند سرعات مختلفة وقياس الملمس الناعم والخشن لسطح الطرق. كما تناقش تأثير المواد وطرق تصميم الخلطات المستعملة في تنفيذ أسطح الطرق وطرق التنفيذ والصيانة على مقاومة الانزلاق، وتعرض بعض الطرق والأساليب الشائعة في تحسين مقاومة الانزلاق. كما تقدم الورقة أهم التوصيات اللازمة للنهوض بمستوى أساليب الحدَ من حوادث الطرق في ليبيا عموماً.

تركز هذه الورقة على معامل الاحتكاك بين سطح الطريق وإطار المركبة أملا في إبراز أهميته وحث المسئولين عن سلامة الطرق والأكاديميين على قياسه بصفة دورية منظمة تؤدي إلى إيجاد نماذج رياضية عملية تربط قيمته الفعلية بالتغيرات التي تحدث لأسطح الطرق مع مرور الزمن، وتحديد نقاط التدخل بالنسبة لنشاطات الصيانة. فمن المعروف أن الطريق قد يفشل وظيفيا (تتدنى مقاومة الانزلاق فيه إلى مستوى غير آمن) قبل أن يفشل إنشائيا مما يستدعي القيام بأعمال صيانة رئيسية لمعالجته.

كلمات دالة: صيانة الطرق، الرصف المرن، إدارة الرصف ، حوادث الطرق.

مقدمة

تعتبر حوادث الطرق أحد المشاكل الرئيسية التي تعاني منها جميع دول العالم سواء المتقدمة منها أو النامية على حد سواء، ولقد أصبحت مشكلة حوادث الطرق في ليبيا مشكلة قومية ذات تأثير بالغ على المواطن الليبي بما تسببه من خسائر بشرية ومادية كبيرة وقد تضاعفت الخسائر الناجمة عن هذه المشكلة مؤخراً بشكل ملحوظ، الأمر الذي يتطلب ضرورة تضافر جهود جميع الجهات التي لها صلة بالمنظومة المرورية سواء كانت جهات حكومية أو غير حكومية للقضاء على هذه المشكلة أو الحد من تأثيراتها المختلفة.

عند هطول الأمطار لأول مرة بعد موسم الجفاف الطويل في مدينة بنغازي نلاحظ زيادة كبيرة في عدد حوادث الدعم من الخلف لا تلبث أن تختفي بعد فترة وجيزة رغم استمرار هطول الأمطار وزيادة كثافتها. السبب الرئيس لتلك الحوادث هو أن السائق قد حدد (لا شعوريا) المسافة اللازمة للوقوف الآمن والمريح على الرصفيات الجافة. هذه المسافة لم تعد كافية عندما تصبح الرصفيات رطبة حيث تكون الفرص مواتية لفقدان السيطرة على المركبة ووقوع الحوادث. أما اختفاء الحوادث فيعزى إلى أن الصدمات النفسية التي يتعرض لها السائق عندما يشعر بفقدان السيطرة على مركبته تجبره على الحذر فيخفف من سرعته أو يزيد المسافة بينه وبين المركبة التي أمامه.

إضافة إلى خبرة السائق وقدرته على التعامل مع المواقف الحرجة وحالة المركبة، هناك عوامل رئيسة عدة تؤثر على الوقوف الآمن عند الطوارئ هي:

1. السرعة.
2. حالة سطح الطريق من حيث الجفاف والرطوبة.
3. معامل الاحتكاك بين سطح الطريق وإطارات المركبة.
4. سرعة تصريف المياه من سطح الطريق.

العوامل المذكورة أعلاه ليست مستقلة عن بعضها، فمعامل الاحتكاك، مثلا، يقل إلي النصف تقريبا إذا ابتل سطح الطريق ويقل بمقدار 0.001 لكل كيلومتر زيادة في السرعة. الجدول رقم 1 يوضح تأثير الرطوبة والسرعة على معامل الاحتكاك حسب أسس آشتو للتصميم الهندسي للطرق [1].

تركز هذه الورقة على معامل الاحتكاك بين سطح الطريق وإطار المركبة أملا في إبراز أهميته وحث المسئولين عن سلامة الطرق والأكاديميين على قياسه بصفة دورية منظمة تؤدي إلى إيجاد نماذج رياضية عملية تربط قيمته الفعلية بالتغيرات التي تحدث لأسطح الطرق مع مرور الزمن، وتحديد نقاط التدخل بالنسبة لنشاطات الصيانة. فمن المعروف أن الطريق قد يفشل وظيفيا (تتدنى مقاومة الانزلاق فيه إلى مستوى غير آمن) قبل أن يفشل إنشائيا مما يستدعي القيام بأعمال صيانة رئيسية لمعالجته.

مقاومة الانزلاق

مقاومة الانزلاق هي قوة القص التي تتطور بين الإطار وسطح الطريق عندما يفقد الإطار تماسكه مع الطريق ويبدأ بالانزلاق فوق سطحه [4].. وتعمل هذه القوة في اتجاه معاكس للانزلاق ويعتمد مقدارها على حالة وخصائص سطح الطريق والحمل على الإطار. النسبة بين مقاومة الانزلاق وحمل الإطار تعرف بمعامل الاحتكاك أو معامل الاحتكاك الحركي في هذه الحالة، وصيغته الرياضية هي: معامل القوة الجانبية = مركبة قوة الانزلاق الجانبي / حمل الإطار

Sideway force coefficient = Sideway skidding force / Tire load

خواص أسطح الطرق

خواص سطح الطريق التي لها علاقة مباشرة بالسلامة هي الملمس ***(Surface Texture)*** والاستواء ***(Evenness)***. وحيث أن الاستواء مؤشر للأداء الإنشائي للطرق وله معاييره الخاصة فلن يتم التطرق إليه هنا. وسوف يتم التركيز على الملمس لعلاقته المباشرة بمقاومة الانزلاق.

هناك مصطلحات عدة للتعبير عن درجة خشونة سطح الطريق [2].، أهمها:

جدول رقم 1: العلاقة بين معامل الاحتكاك وسرعة المركبة (اشتو)1965

السرعة كم/ساعة	معامل الاحتكاك الجاف	معامل الاحتاك الرطب
48	0.62	0.36
64	0.60	0.33
80	0.58	0.31
96	0.56	0.30
112	0.54	0.29
128	0.53	0.28

الملمس المجهري (Microtexture): يمثل التغيرات في تضاريس السطح ضمن مسافات صغيرة جدا تقل عن نصف مليمتر، ويعتبر مقياساً لملمس أسطح حبيبات الحجارة والرمل المستعملة في الخلطات الإسفلتية والخرسانية. هذه الخاصية هي التي تعطي السطح الملمس الخشن وتحدد معامل الاحتكاك. وعمق التضاريس قليل جدا تصعب رؤيته بالعين المجردة ويتراوح بين 0.001 و0.5 مليمتر.

الملمس الخشن *(Macrotexture)*: يشير إلى التغيرات في تضاريس السطح ضمن مسافات تتراوح بين 0.5 و50 مليمتر ويمثل النتوءات والهبوط الناتجة عن حبيبات الحجارة وتكتلات الرمل والإسفلت. ويتراوح عمق التضاريس من 0.01 إلى 20 مليمتر. هذه الخاصية تتحكم في سرعة تصريف المياه بين الإطارات وسطح الطريق وتحدد تأثير السرعة على مقاومة الانزلاق. الشكل 1 يوضح الملمس الخشن لسطح الطريق الظاهرة صورته الفوتوغرافية.

أسطح الرصف تصنف إلى أربعة تصنيفات أعتماداً على خواص الملمس المجهري والملمس الخشن شكل 2 ، 3.

قياس مقاومة الانزلاق

هناك عدد كبير من الطرق والأجهزة التي تستعمل في تقدير مقاومة الانزلاق، ويمكن تصنيفها من حيث الوظيفة إلى نوعين [3].:

أجهزة قياس الملمس (Texture Measurement Devices):

يوجد عدد كبير من الأجهزة القياسية التي تستعمل في قياس الملمس تتراوح بين اليدوي البسيط والآلي المعقد مثل:

البندول البريطاني (British Pendulum): ويتم قياس مقاومة الانزلاق فيه بقياس الطاقة التي يفقدها البندول بسبب احتكاك طرفه المكسو بمطاط الإطارات مع سطح الرصف. وحيث أن السرعة التي يتم القياس عندها قليلة (بحدود 10 كيلومتر بالساعة) فإن هذا الجهاز يقيس الملمس المجهري لسطح الطريق (*Micro texture*).

الرقعة الرملية (Sand Patch): يتم تقدير متوسط عمق التضاريس الدقيقة لسطح الطريق (*Mean Texture Depth*) بفرش حجم معلوم من الرمل بشكل دائري على سطح الطريق وقياس قطر الدائرة التي يغطيها هذا الحجم. يتم حساب متوسط عمق التضاريس بالمليمتر بقسمة الحجم على مساحة الدائرة. هذه الطريقة تقيس الملمس الخشن (*Macrotexture*) لسطح الطريق.

مقياس التسرب (Outflow Meter): يتم قياس الملمس الخشن لسطح الطريق (*Macrotexture*) بقياس الوقت اللازم لتسرب كمية معلومة من الماء خلال التجويفات السطحية لسطح الطريق بالثانية.

الأجهزة الضوئية (Optical Devices): يتم قياس متوسط عمق التضاريس ((Mean Profile Depth بواسطة أجهزة ساكنة أو متحركة باستعمال حزم مكثفة من الضوء أو الليزر لرسم صورة لمقطع طولي لسطح الطريق. وحيث إن كمية المعلومات التي توفرها هذه الطريقة كبيرة جدا فإنه يتم معالجتها بالحاسب. هذه الطريقة تعطي الفرق بين ارتفاع المستوى المار من أعلى ثلاث نقاط ضمن مسافة محددة على السطح وبين المتوسط الحسابي لجميع الارتفاعات التي تم قياسها ضمن تلك المسافة. تلك الوسائل أيضا تقيس الملمس الخشن لسطح الطريق (*Macrotexture*) بالمليمتر.

أجهزة قياس الاحتكاك (Friction Measurement Devices).

الأجهزة المستعملة في قياس الاحتكاك بين سطح الطريق والإطارات عبارة عن عجلة أو مجموعة عجلات مثبتة على مركبة خاصة أو مقطورة تجرها مركبة عادية. محور دوران العجلات إما أن يكون عموديا على اتجاه السير أو مائلا عليه بزاوية محددة. العجلات المستقيمة مزودة بكوا بح مستقلة تمكن من قفلها كليا أو جزئيا أثناء القياس، أما

العجلات المائلة فتنزلق تلقائيا باتجاه السير. الإطارات المستعملة قد تكون ملساء أو مضلعة ويمكن إجراء عملية القياس عند سرعات مختلفة تصل إلى 90 كيلومتر بالساعة، ويمكن تصنيف أجهزة قياس الاحتكاك إلى ثلاثة أصناف هي:

العجلة المقفلة (Locked Wheel) حيث يتم قفل العجلة قفلا كاملا أثناء القياس وسرعة القياس في هذه الحالة تساوي سرعة المركبة.

العجلة المقفلة جزئيا (Partially Locked Wheel) حيث يتم قفل العجلة جزئيا أثناء القياس، وسرعة القياس في هذه الحالة أقل من سرعة المركبة وتساوي سرعة المركبة مضروبة بنسبة القفل. وهناك نوعان من أجهزة القفل الجزئي هما الانزلاق الثابت *(Fixed Slip)* والانزلاق المتغير *(Variable Slip)*.

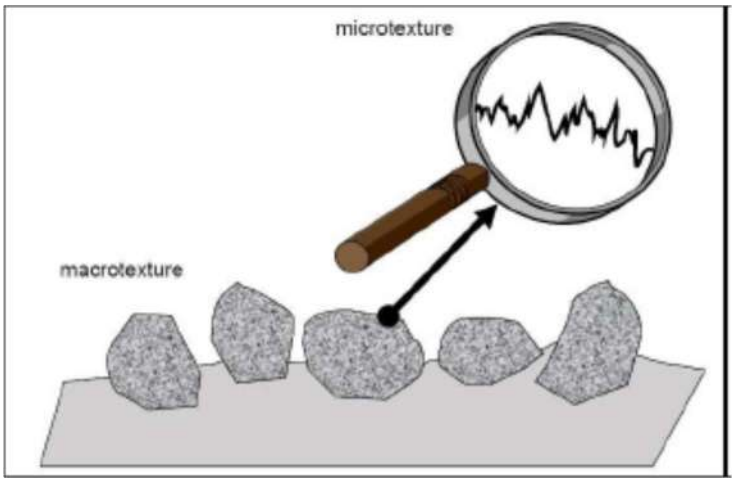
القوة الجانبية (Sideways Force Coefficient Routine Investigation Machine " SCRIM") يكون محور دوران عجلة القياس في هذه الحالة مائلا عل اتجاه سير المركبة بزاوية تتراوح ما بين 7.5 إلى 20 درجة وسرعة القياس تساوي سرعة المركبة مضروبة في جيب الزاوية بين اتجاه العجلة واتجاه السير، وبذلك تكون سرعة القياس بحدود 10 إلى 30 كيلومتراً بالساعة عندما تكون السرعة الفعلية للمركبة 90 كيلومتراً بالساعة، وهي سرعة متدنية حساسة لتأثير الملمس الناعم *(Microtexture)* فقط.

شكل 1: الملمس الخشن لسطح طريق(Macrotexture)

CRR-OCW_WR 15.909

Surface		Scale of texture	
		Macro	Micro
A		rough	harsh
B		rough	polished
C		smooth	harsh
D		smooth	polished

شكل 2: مصطلحات للتعبير عن درجة خشونة سطح الطريق



شكل 3: يوضح الاختلاف بين الملمس المجهري (Microtexture)والملمس الخشن (Macrotexture)

العوامل التي تؤثر على ملمس سطح الطريق

يتأثر ملمس سطح الطريق بعدد من العوامل، أهمها:

خواص المواد المستعملة في الرصف

شكل المواد الحجرية (الحصى والرمل) أكثر من 90 % من المواد المستعملة في رصف الطرق، ولذلك فإن أي جهد لتحسين مقاومة الانزلاق يجب أن ينصب على تحسين خواصها. فالملمس المجهري يحدد معامل الاحتكاك والملمس الخشن يحدد سرعة تصريف المياه بين الإطارات وسطح الطريق، ويحدد كذلك تأثير السرعة على معامل الاحتكاك، وبالتالي مقدار الاحتكاك الفعلي عند سرعة معينة.

يتأثر الملمس المجهري للمواد الحجرية بتركيبها المعدني وتكوينها الجيولوجي، ويتأثر الملمس الخشن بحجم الحبيبات وتدرجها كما يتأثر بشكلها. إضافة إلى ذلك فإن ملمس المواد المكونة لسطح الطريق ليس ثابتا ولكنه يتغير مع الاستعمال. هذه الظاهرة تعرف بقابلية المواد للصقل ويمكن قياسها مخبريا باستعمال الطرق القياسية. قابلية المواد للصقل تعتمد على تركيبها المعدني وتكوينها الجيولوجي أيضا، فالحجارة النارية بشكل عام أقل قابلية للصقل من الحجارة الرسوبية.

تصميم الخلطات

بالرغم من أهمية خواص المواد المستعملة في تركيب الخلطات المكونة لسطح الطريق وتأثيرها المباشر على مقاومة الانزلاق فان المواصفات الحالية للطرق تعتمد على الأداء الإنشائي فقط أما الأداء الوظيفي فليس له اعتبار خاص. فعلى سبيل المثال لا يوجد توصيف للملمس المجهري للمواد الحجرية باستثناء ضرورة أن تكون المواد مكسرة وغير قابلة للتعرية وأن تكون قابليتها للتآكل عند اختبارها في جهاز لوس أنجلس أقل من 40 % وأن تكون قليلة التأثر بالأحماض [5]. ومع أن ذلك التوصيف يستبعد المواد الرديئة فانه لا يضمن الحصول على مواد ذات ملمس مجهري مقبول ومقاومة للصقل على المدى الطويل. إضافة إلى ذلك هناك ميل لاستعمال الخلطات الإسفلتية الكثيفة قليلة النفاذية نظرا لاستعمال ثبات مارشال كمعيار للتصميم مما يؤدي في الغالب إلى سطح مغلق ذي ملمس متدني الخشونة.

هناك اتجاه في العقدين الماضيين، خصوصا في البلدان المطيرة، إلى استعمال الخلطات المفتوحة ***(Porous Mixes)*** أو ما يعرف أحيانا بالخلطات ذاتية التصريف ***(Self-Draining Mixes)*** ومع أن تلك الخلطات فعالة في تصريف المياه والحصول على مقاومة عالية للانزلاق أثناء هطول الأمطار فإنها تتطلب عناية خاصة في التنفيذ وتحتاج إلى نظام تصريف فعال للتخلص من المياه التي تتسرب إلى داخلها [6].

طرق التنفيذ

التنفيذ هو تطبيق التصميم على الطبيعة، ومهما كانت جودة المواد ومناسبة التصميم فان الطريق قد يفشل إنشائيا ووظيفيا بشكل مبكر إذا لم يتم التنفيذ بطريقة سليمة. فعلى سبيل المثال، زيادة الإسفلت عما تتطلبه الظروف تؤدي إلى نزف المادة البيتومينية إلى الأعلى وتكوين غشاء إسفلتي يمنع الاستفادة من الملمس المجهري لسطح الطريق ويؤدي إلى تدني مقاومة الانزلاق. كما أن زيادة الإسفلت أو قلة الدك تؤدي إلى حدوث هبوطات طولية في مسار الشاحنات تؤثر على القيادة في جميع الظروف وتتجمع فيها المياه عند هطول الأمطار مسببة ما يعرف بظاهرة الانزلاق المائي **.** ***(Hydroplaning)***أما نقص الإسفلت أو الدك فيؤدي إلى تفكك سطح الطريق وحدوث الحفر التي تؤثر على السلامة.

الرصفيات المقاومة للانزلاق

بناء على ما تم عرضه يتضح أنه للحصول على رصفيات مقاومة للانزلاق لابد من استعمال مواد مقاومة للصقل ذات ملمس مجهري خشن واستعمال خلطات تصميمية تعطي ملمسا خشنا يسمح بتصريف المياه من تحت الإطارات، ويضمن التلامس التام بينها وبين سطح الرصف، وتكون مقاومة للعوامل الجوية (الحرارة والأمطار والإشعاع الشمسي) والظروف التشغيلية (الأحمال وأساليب الصيانة) السائدة واتباع الأصول الفنية في التنفيذ.

التوفيق بين تلك المتطلبات يعتبر من أهم التحديات التي يواجهها مهندس الرصف للآتي:

1. التكلفة العالية لإنتاج المواد المناسبة خصوصا إذا لم تكن متوفرة في منطقة المشروع.
2. التعامل مع طرق غير مجربة في تصميم طبقات الرصف الخاصة مثل الخلطات ذاتية التصريف.
3. الحصول على مقاولين ذوي خبرة في تنفيذ الخلطات الخاصة.

تحسين مقاومة الانزلاق

المقصود بتحسين مقاومة الانزلاق هو زيادة معامل الاحتكاك بين الإطارات وسطح الطريق وتقليص الفارق بين مقاومة الانزلاق للأسطح الرطبة والجافة والحد من تأثير السرعة عليها. ويمكن تحقيق ذلك أثناء عمليات تنفيذ وصيانة الأسطح الإسفلتية بتحسين الملمس الخشن والناعم لسطح الطريق بالأساليب التالية:

1. غمس الحجر المكسر المقاوم للصقل جزئيا في الطبقة السطحية قبل أن تبرد إذا كانت جديدة أو بعد تليينها بالحرارة إذا كانت قديمة.
2. المعالجات السطحية المعروفة بـ ***(Slurry Seals)*** أو ***(Chip Seal)***.
3. تغطية سطح الطريق بطبقة احتكاك ***(Friction Course)*** وهي طبقة إسفلتية رقيقة مكونة من الحجر المكسر مترابط بالإسفلت العادي تكون المواد الحجرية فيها مقاومة للصقل.
4. استعمال الخلطات ذاتية التصريف المحتوية على مواد حجرية مقاومة للصقل ***(Mixes*** (***Porous***.

الوضع الراهن لمشكلة حوادث الطرق في بنغازي وأسباب تكرارها

تزايدت معدلات حوادث المرور التي تقع على شبكة الطرق في مدينة بنغازي خلال الآونة الأخيرة، بصورة أدت إلى تضاعف الخسائر البشرية والاجتماعية والاقتصادية بصورة كبيرة، وأصبحت نتائج حوادث المرور تؤثر تأثيراً سلبياً على المواطن الليبي، نظراً لما تسببه من معاناة إنسانية كبيرة، وعبئاً اقتصاديا ضخماً على الدولة؛ نتيجة لفقد الأرواح والإصابات والعجز، فضلاً عن تأثير الضار على الممتلكات الخاصة والعامة وتضخم مبالغ التأمين والتعويضات وغيرها.

ويمكن من خلال البيانات المتاحة عن طريق الإدارة العامة للمرور- بنغازي استيضاح حجم المشكلة، ومدى فداحة الخسائر البشرية الناجمة عنها بمختلف المناطق داخل مدينة بنغازي، وان هناك زيادة واضحة في أعداد حوادث الطرق والمواصلات والخسائر البشرية الناجمة عنها.ووفقاً لإحصائية الحوادث المرورية، فإن التوزيع العمري لضحايا حوادث الطرق على النحو التالي:

- 25% أطفال (أقل من 17 سنة).
- 58% ما بين 17 إلى 45 سنة (العمر المنتج)، ويمثل أكثر من نصف ضحايا حوادث الطرق في مدينة بنغازي.
- 17% أكبر من 45 سنة.

أسباب تكرار حوادث الطرق في مدينة بنغازي

وفقاً لإحصائيات الإدارة العامة للمرور وبالعودة لأسباب الحوادث في الطرق السفرية وداخل المدينة، نجد أن عدم الانتباه أثناء القيادة كانت سبباً لمعظم حوادث التصادم، حيث تمثل نسبة 69 % من إجمالي الحوادث المرورية المسجلة لعام 2006 ف.

والسبب الثاني الشائع في زيادة معدلات الحوادث على الطريق هو السرعة الزائدة والتي تمثل حوالي 18 % من أسباب وقع الحوادث.

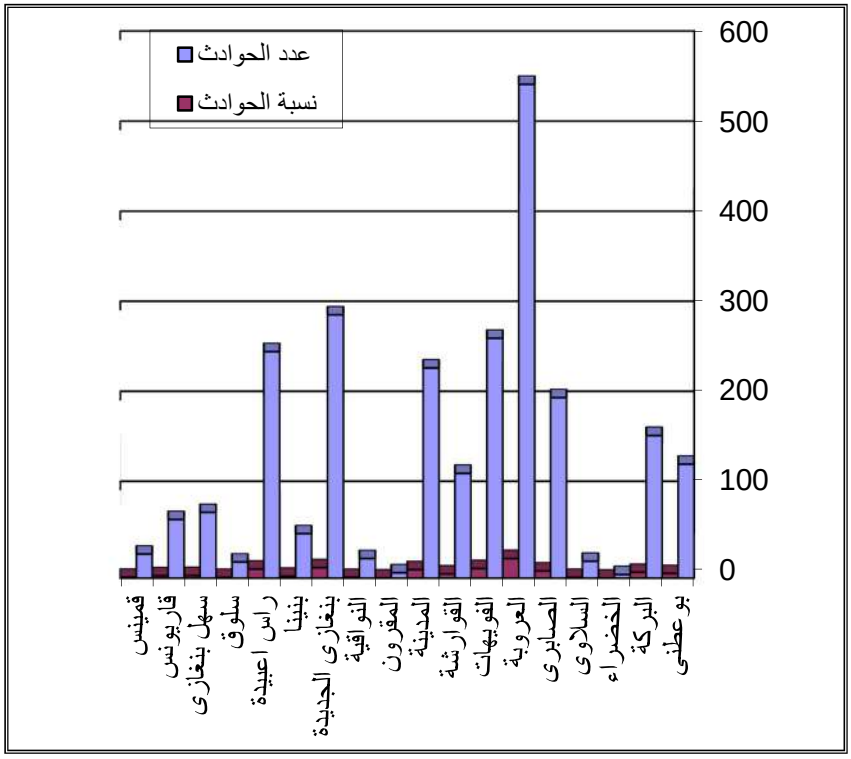
أما السبب الثالث فيتمثل في فقدان السيطرة على المركبة والذي يمثل نحو 9 % من أسباب هذه الحوادث، ويرجع هذا السبب إلى الحالة الفنية للمركبة (إطارات المركبات)، وحالة سطح الطريق من حيث الجفاف والرطوبة، ومعامل الاحتكاك بين سطح الطريق وإطارات المركبة، والسرعة وتبقى نسبة 4 % تتقاسمها العوامل الأخرى مثل هندسة الطرق والظروف الجوية غير ملائمة لحركة السير على الطريق.

وهناك عدد من الأسباب غير المباشرة لحوادث الطرق مثل:

- الزيادة الكبيرة والمضطرة لعدد المركبات، وعدم مواكبة تطور أطوال شبكة الطرق لهذه الزيادة.
- عدم توافر المواصفات الفنية والقياسية العالمية في بعض الطرق.

إن الطريق عنصر أساسي في حركة المرور، وعندما لا يستوفي الطريق الحدود الدنيا من الاشتراطات والمواصفات عند إنشائه وتشغيله وصيانته، قد يكون عاملا ومسببا خطيرا لوقوع الحوادث المختلفة.

وقد أدى الإهمال المستمر لشبكة طرق بنغازي إلى زيادة الحوادث المرورية عليها، وأثبتت إحصائيات الإدارة العامة للمرور إن أكثر حوادث الطرق تتمركز في نطاق مؤتمر العروبة حيث تبلغ نسبة الحوادث 22 % من إجمالي الحوادث المرورية. ويوضح الشكل (4) عدد الحوادث الطرق موزعة على نطاق المناطق بمدينة بنغازي. تعتبر منطقة العروبة من أكبر التجمعات السكنية بمدينة بنغازي، كما تحتوي المنطقة على طرق مهمة وحيوية والتي تحمل جزءاً كبيراً من التدفق المروري لشبكة مثل شارع فلسطين والعراق وسوريا. بالإضافة إلى انشغالها طوال اليوم بالمركبات الخاصة ومركبات نقل البضائع ذات الحمولات الثقيلة مما أدى إلى زيادة الضغط الواقع على سطح الإسفلت وتعرض حبيبات الركام للصقل بسرعة تحت تأثير المركبات والذي شكل خطورة على المركبات وتزداد الحالة سوءاً عند هطول الأمطار.



شكل 4: عدد حوادث الطرق موزعة على نطاق المناطق بمدينة بنغازي.

الخلاصة والتوصيات

تهدف هذه الورقة إلى إلقاء الضوء على أهمية مقاومة الانزلاق أملا في لفت النظر إلى أهميتها وطمعا في أن تقوم الجهات المسئولة عن تنفيذ وصيانة الطرق بمدينة بنغازي بقياسها بشكل دوري لتحديد القيم الفعلية اللازمة للتصميم، ومدى تأثير الظروف التشغيلية عليها، وأخذ ذلك بالاعتبار عند تصميم مشاريع الطرق المختلفة وتنفيذها وصيانتها.

وقد تمت مناقشة تأثير المواد المكونة لأسطح الطرق على مقاومة الانزلاق من خلال تأثيرها المباشر على معامل الاحتكاك وأهمية الملمس الخشن في الاستفادة من معامل الاحتكاك عند السرعات العالية والظروف المناخية السيئة. كما تم التطرق إلى دور تصميم وتنفيذ خلطات الطبقات السطحية كأحد العوامل التي تؤثر على ملمس سطح الطريق و إلى التقنيات والأساليب المختلفة لتحسين مقاومة الانزلاق.

ويمكن تلخيص أهم التوصيات اللازمة لمواجهة مشكلة حوادث الطرق في الآتي:

1. وضع كود للسلامة والأمان على الطرق ليكون ملزماً عند وضع المواصفات الإنشائية والتخطيطية ومعدلات الأمان عند الإنشاء أو أعمال الصيانة.
2. تحديد مستويات دنيا (نقاط قرار) لمقاومة الانزلاق يصبح بموجبها سطح الطريق مرشحا للمعالجة بغض النظر عن حالته الإنشائية.
3. استعمال مواد وتصاميم وطرق تنفيذ الطبقات السطحية بشكل يضمن تقليص الفارق بين معامل الاحتكاك الرطب والجاف ويقلل تأثر مقاومة الانزلاق بالسرعة.
4. ضرورة وضع معايير خاصة بمقاومة الانزلاق في المواصفات العامة للطرق.
5. الصيانة الدورية والمستمرة للطرق لتوفير حركة آمنة لمستخدميها.
6. تشكيل مجموعة عمل تضم الفنيين والتنفيذيين للمراقبة المستمرة لشبكة الطرق باستخدام معدات وأساليب حديثة لقياس معامل الاحتكاك وحصر الأماكن التي لا تتوافر فيها معايير الأمان والسلامة اللازمة.

المراجع

1. AASHO 1965. A Policy on Geometric Design of Rural Highways”
2. BACMI, 1992, Bituminous Mixes and Flexible Pavements; an Introduction, BACMI, British Aggregate Construction Materials Industries, BACMI. London.

3. Bennett, C. R., Chamorro, A., Chen, C., Solminihac, H.D., and Flintsch, G.W., 2005, Data Collection Technologies for Road Management, East Asia Pacific Transport Unit, The World Bank, Washington, D.C.
4. Bergman, W., Skid Resistance, Properties of Tires and Their Influence on Vehicle Control, TRR 621, May 1977.
5. International Seminar on Road Safety, Indian road congress & permanent international association of road congresses, 1986
6. Standard specifications for construction of roads and bridges on federal highway projects 2014 US Department of Transportation, Federal Highway Administration

Pavement Crack Detection and Width Estimation Using Digital Image Processing Technique

Abdulsalam Basher Alayat[1], Hend Ali Omar[2]
1 Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Tripoli, Libya
2 Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Tripoli, Libya

ABSTRACT

Road safety and pavement condition are considered a top priorities in our civilized societies. It must begin and remain in an excellent condition for long time, but eventually the pavement will be exposed to many different types of distresses as a result of traffic loads, rough environment conditions, soil condition of the underline sub grade. So as to achieve the required standards for the pavement surface roads in our Libyan community and provide the best performance, detection and measurements of distresses extension should be done in order to maintain properties. This paper proposes and developed a technique for the crack detection and width estimation based on digital image processing using a programming language called Matrix Laboratory known as MATLAB.

Keywords: Digital image processing; Pavement evaluation; Crack detection; Parameters estimation.

INTRODUCTION

Pavement condition evaluation is a significant part of good pavement management system for effective maintenance, rehabilitation, and reconstruction decision making. Pavements begin their life in excellent conditions and remain in excellent conditions for few years with no need of any maintenance. However during certain periods of time pavements will exhibit distresses due to their constant usage, and the condition will get worse. One of the key components of pavement condition evaluation is the quantification of pavement distresses such as cracking, potholes, rutting[1]. Efforts are presently being made to minimize the impact of the distresses on the safety and serviceability of pavement roads that is why it is necessary to accurately measure the width, depth and length of these distresses. Cracks are the type of distresses that occur on the surface of pavements. Manual measuring methods will take a lot of time and effort without giving the required accuracy needed unlike the automatic techniques that will spend less time and energy during this process using digital image processing. Digital image processing has become economical in many fields like signature recognition, iris recognition and face recognition, in automobile detection and in military applications[2]. Each of these applications has its basic requirements, which may be unique from the others. Image processing has been extensively and successfully used in many sub-areas of civil engineering, such as engineering document scanning, pavement distress assessment, site evaluation via satellite imagery, studies of crack propagation and microstructure in cement-based materials, and evaluation of soil fabric, etc[3]. The typical pavement management system consists of data collection, data verification and data analysis. A pavement condition survey and analysis provides much of the information necessary for pavement management, and is vital in order to maintain a quantified condition of network, more accurate and accessible information, track performance of treatments, forecast pavement performance, anticipate maintenance and rehabilitation needs, establish maintenance and rehabilitation priorities, and allocate funding. Therefore, it is critical to collect accurate pavement data condition in an efficient and safe manner and to design a reliable analysis system[4]. The manual collection system is self-validating in the sense that all data are collected by an expert. In automatic collection, data needs to be verified by randomly sampling a percentage of the data and validating it against the actual corresponding pavement, it is critical to go through the alternatives evaluation phase which leads to decision making. The following Table 1 contains a comparison between the two methods of pavement data collection, manual and automatic[3].

Table 1: Manual vs automatic pavement surveys

Manual	Automatic
Expensive	Too expensive
Time consuming	Ridiculously fast
Data sampling	Fully survey
Subjective	Objective
Difficult to manage	Management system linked
Poor repeatability	High repeatability

The image processing techniques in pavement crack detection has received remarkable attention since the late 1980s and many algorithms have been provided to detect crack and used widely in image enhancement, in Artistic Effects, Medical visualization, Industrial inspection, Law enforcement, human computer interfaces etc. A quick overview of related crack detection researches over years, [5]proposed a pavement cracking detection algorithm based on fuzzy logic. The main idea of the proposed method is based on the proposed method determines how much darker the pixels are than the surroundings by deciding the brightness membership function for gray levels in the difference image Second, map the fuzzified image into the crack domain by finding the crack membership values of the pixels Third, check the connectivity of the darker pixels to eliminate the pixels lacking in connectivity, [6]presented a new approach in automation for crack detection on pavement surface images. The method is based on the continuous wavelet. In the first step, a

separable 2D continuous wavelet transform for several scales is performed. Complex coefficient maps are built. The angle and modulus information are used to keep significant coefficients. Then, wavelet coefficients maximal values are searched and their propagation through scales is analyzed. Finally, a post-processing gives a binary image which indicates the presence or not of cracks on the pavement surface image. Oliveira et al, presented a novel framework for automatic crack detection and classification using survey images acquired at high driving speeds the resulting images are pre-processed using morphological filters for reducing pixel intensity variance then a dynamic thresholding is applied to identify dark pixels in images, as these correspond to potential crack pixels. Thresholded images are divided into non-overlapping blocks for entropy computation afterwards a second dynamic thresholding is applied to the resulting entropy blocks matrix, used as the basis for identification of image blocks containing crack pixels. Ouyang et al, such as image enhancement, image segmentation and edge detection of noise in pavement crack images is effectively removed by median filtering. The histogram modification technique is a useable segmentation approach, and the canny edge detection is an ideal identification approach of pavement distresses. Lee et al, developed an image processing technique that automatically detects and analyses cracks in the digital image of concrete surfaces is proposed. The image processing technique automates the measurement of crack characteristics including the width, length, orientation and crack pattern.

METHODLOGY

Brief statement

This method addresses a subset of asphalt crack detection and width estimation, specifically the four types of cracks longitudinal, transverse, alligator and block cracks. By implementing the otsu thresholding method in different samples to approach. The developed MATLAB code consists of the following phases: image acquisition, preprocessing, crack detection, feature extraction and image representation.

Experiment procedure

In the data collecting procedure, first acquire the image in this task, pictures were taken by using a digital camera during daylight with its optical perpendicular to the road surface and its lateral edge parallel to the axis[10]. This process was done by using a digital camera, by going to arbitrary streets and parking lots, and then collecting colored pictures of different crack types and to keep the image's in the required standards during the acquisition. Some precautions were taken by [3] to maintain consistent, reliable, and systematic image collection:

Illumination The illumination is important to the quality of the captured images which affect the contrast between the crack objects and the pavement background, so made sure the images taken during a bright day and at similar timing for consistency.

Distance from the camera to the pavement Maintain the same distance pavement to camera distance as much as possible for the entire collection process, since it affects the size of crack and the relative gabs between crack objects in the acquired image, which is important for the classification process.

Expert validation The data collection technique was consulted and approved by a domain expert.

For the pavement capture procedure, the model of the image acquisition system was installed at the highest point on a portable three-legged tripod shown in Fig. 2 to support the camera weight and maintain stability where the distance between the camera and the pavement was 1.2 meters, the camera had a line of sight of 45 degrees. Also was able to cope with a 100x100 Cm square pavement area. Fig. 3 shows the image capturing process.

Fig. 2: The image acquisition model

Fig. 3: The image capturing process

Experiment equipment

The image capturing process was performed using Canon EOS 4000D during daylight from 7 Pm to 8 Pm for better results because image capturing at noon was avoided to minimize shadow Interruption. The original image taken by the camera could be split and resized to achieve good relationship between real life scale and image dimensions. The captured images had a size of 378×378 Pixels to be analyzed using MATLAB using VAIO laptop Also the verification step was accomplished using a digital caliper and ruler.

Fig. 3. CANON EOS 4000D

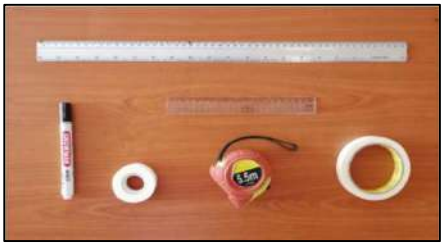


Fig. 4. Useful Instruments Used

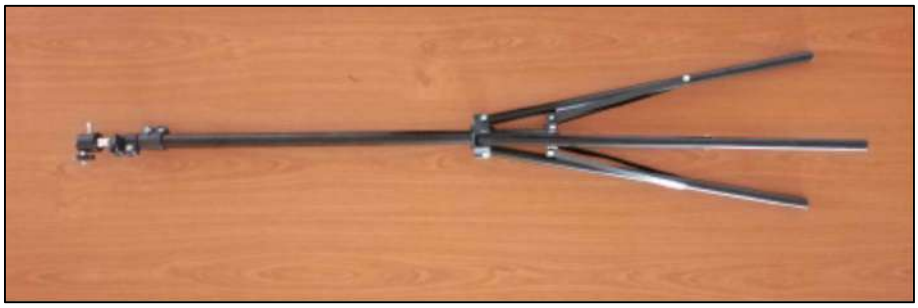


Fig. 5. Three-Legged Tripod

Fig. 6. Camera Stick

Fig. 7:Digital Calliper

Otsu method

Otsu's method is a commonly employed image thresholding technique. The basic idea of this approach is to separate the pixels within an image into two groups. The separated object is featured by ω and σ which are the ratio of the number of pixels and the average gray level[11]. In a similar manner. The background of the image also has two parameters: ω1 and μ1. The total mean of gray level of the image is defined in Equation (1), where t denotes a gray level of the image.

$$\sigma^2{}_w(t) = \omega_0(t)\sigma^2{}_0(t) + \omega_1(t)\sigma^2{}_1(t) \quad (1)$$

The aim is to find the threshold value where the sum of foreground and background spreads is at its minimum by iterate over all the possible threshold values and calculating sum of weighted variances, the optimum threshold will be the one with the minimum within class variance. The value of the gray level t corresponding to the maximal value of σw is selected as the thresholding value for image binarization.

Measurements concept

The idea is analogous to rotating a spring-loaded vernier caliper around the outside of a convex polygon, every time one blade of the caliper lies flat against an edge of the polygon, it forms an antipodal pair with the point or edge touching the opposite blade. The complete "rotation" of the caliper around the polygon detects all antipodal pairs as shown in Fig.(8).

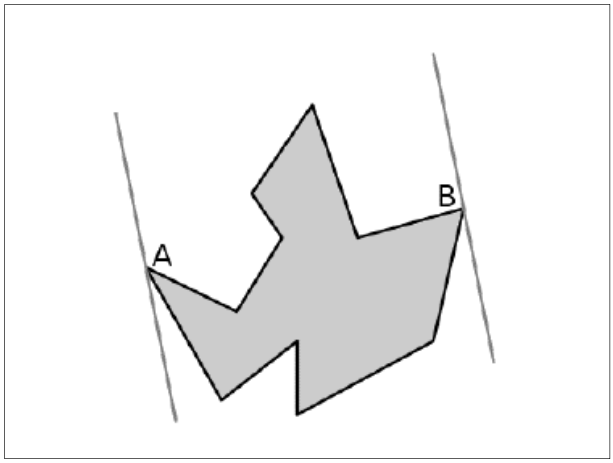


Fig. 8. Antipodal pair of irregular shape

The method of rotating calipers can be interpreted as the projective dual of a sweep line algorithm in which the sweep is across slopes of lines rather than across x or y coordinates of points. Performing dimensional inspections on complex parts has been a tricky process that has involved everything from hand gage measurement to sophisticated optical systems. This process can be difficult and time consuming, especially when holes, anchors, braces, and other items must be located precisely on surfaces with irregular shapes.

RESULTS AND DISCUSSION

The research has been implemented in MATLAB version 9.8 (R2020a) with Image Processing Toolbox. The image processing was performed on Intel Core i7-3537U 2.00 GHz CPU with 6GB of RAM.

Rendered samples

The method successfully detects and removes any presence of unwanted objects in an image, even in difficult situations when surfaces are less visible. The effectiveness of method was verified on four pavement images. They were collected from local road section and prepared to test the reliability of the proposed system, also used for the crack analysis and dimensions extraction. The result is reported in all testing image figures, the crack pixels revealed by the proposed technique are clean and well separated from the surface structure. Examples of pavement images for longitudinal cracking and the effective steps based on Otsu’s algorithm. Fig. 9 shows the sites location and Fig. 10,11,12 and 13 shows the crack detection for each sample:

Sample No.1: Hay Al Andauls – May 19th – 07:14 PM

Sample No.2: University of Tripoli – May 27th – 05:56 PM

Sample No.3: Janzur – June 18th – 07:08 PM

Sample No.4: Al Seyaheyya – June 27th – 07:54 PM

Fig. 9. Site views for each sample

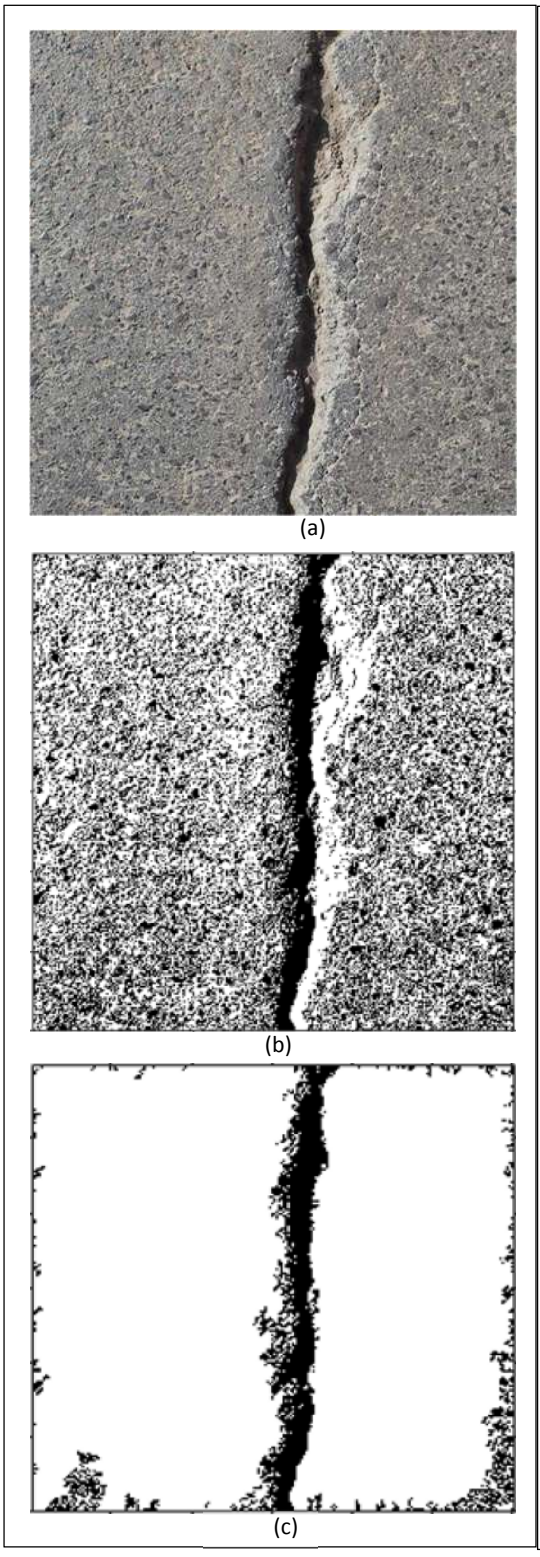


Fig. 10:Crack detection for sample No.1

(a) Original image (b) Initial binary image

(c) Hole filled image

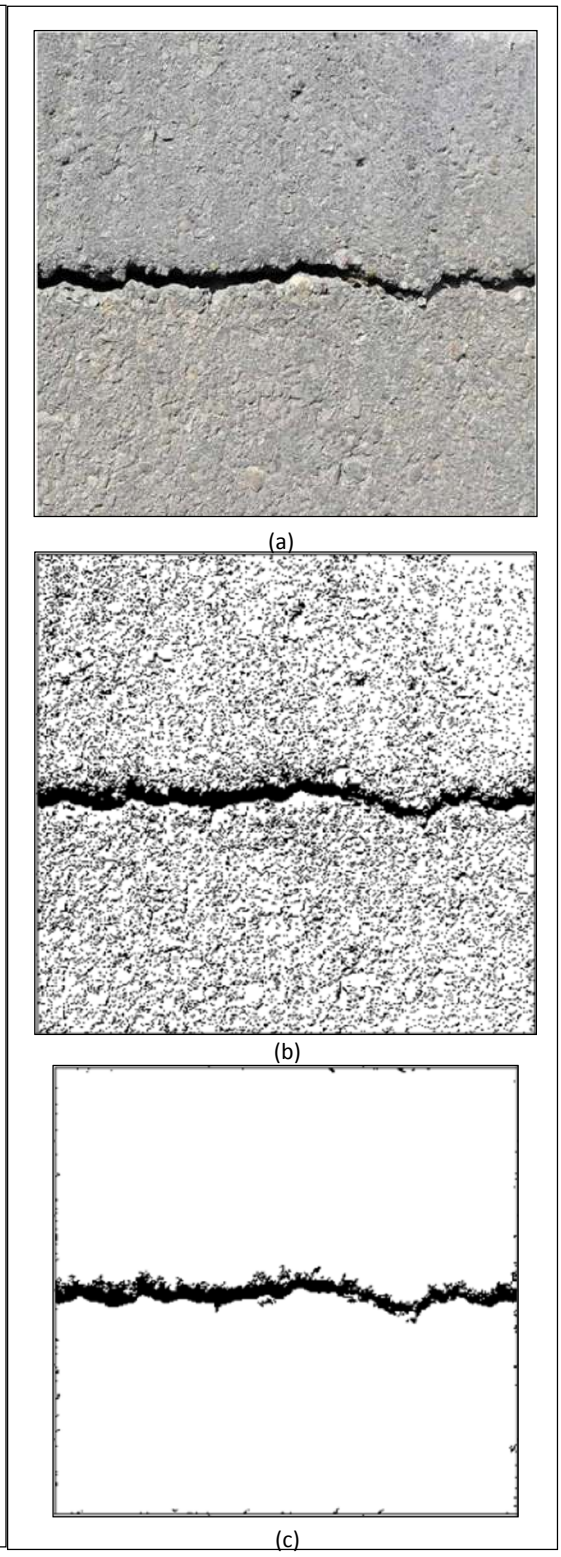


Fig. 11: Crack detection for sample No.2

(a) Original image (b) Initial binary image

(c) Hole filled image

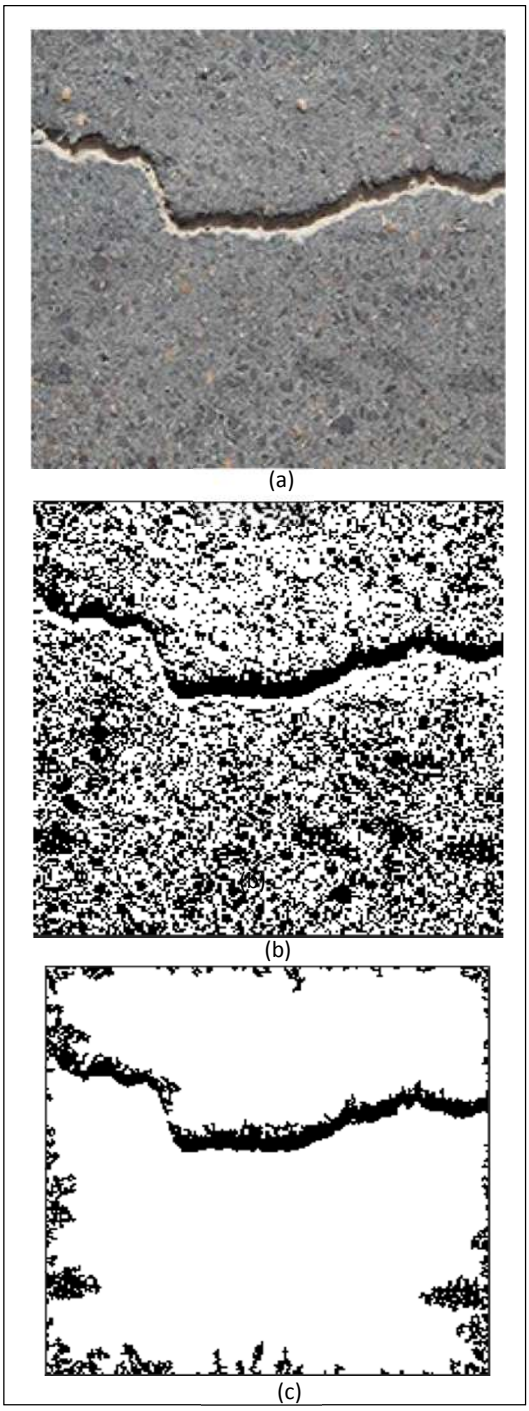


Fig. 12: Crack detection for sample No.3

(a) Original image (b) Initial binary image

(c) Hole filled image

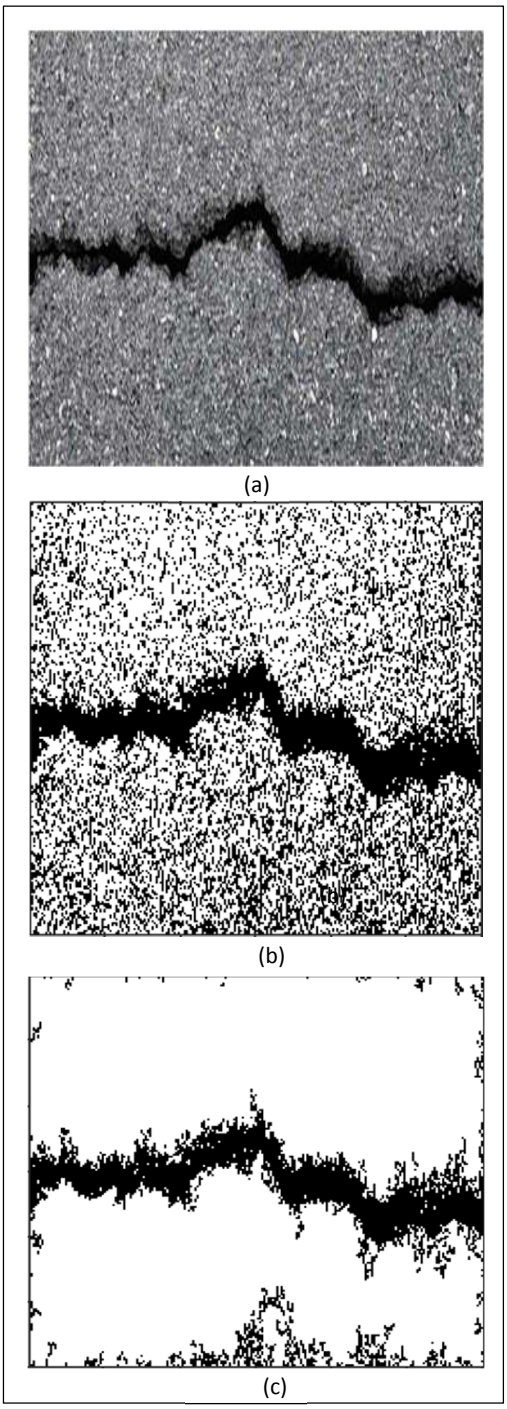


Fig. 13: Crack detection for sample No.4

(a) Original image (b) Initial binary image

(c) Hole filled image

The parameters estimated from proposed technique for each sample are shown in Table 2:

Table 2: Parameters estimated

Sample NO. (cm)	**1**	**2**	**3**	**4**
Crack width (cm	1.7996	2.1467	3.2121	1.7727

Verification

During the development of this technique several tests were performed on crack images taken with a digital camera to demonstrate the validity of the proposed algorithms. Four crack images were examined in previous section **Rendered Samples** to a manual test performed on the crack width in order to verify the performance of the developed technique by using a Digital Caliper to measure actual crack width at several points. The accuracy of a measuring technique using image processing and a relevant device depends on the resolution which is determined at image acquisition. There was little difference in the test conditions and the error between the widths. They were defined by the following equations (2):

$$Error\ Precentage = \frac{|w_c - w_m|}{w_m} \quad (2)$$

Where:

Wc = the crack width calculated by the proposed technique.

Wm = the crack width measured by the digital caliper.

The comparison between the crack widths calculated by the proposed Technique and the values measured by a digital caliper are provided in Table width comparison:

Table 3: Width comparison

Sample NO.	1	2	3	4
W_c width calculated by proposed technique (cm)	1.78	2.147	3.212	1.773
W_m width measured by digital caliper (cm)	2.586	2.215	2.32	1.617
Error percentage (%)	31.17	3.07	38.44	9.65

Processing Time

As important as the accuracy is the processing time, good processing times allow for real time crack detection. The average total time conceived in the operation per sample is equal to 3.45 seconds.

CONCLUSIONS

As the evaluation of pavement condition is the base of pavement management, the trend toward automatic distresses assessment has been widely spread which is based largely on image processing techniques. Since the digital images taken for crack analysis feature various difficulties such as low contrast and uneven illumination for the image analyzing process. This study developed an image processing program using MATLAB for detecting cracks on the surface of pavement roads, Relying on the adobe Photoshop enhancement techniques followed by the Otsu thresholiding method was a successful and able to analyze cracking images with good consistency and reliability. The study consumes not more than a minute of processing time to detect cracks of pavements therefore the capability of repeating the same procedure on a hundreds of images without failure; could be the main key in replacing human manual pavement cracks evaluation.

A comparison of digital caliper crack measurement with the results obtained by the proposed technique can accurately detect cracks but it differs from the actual measurements due to the following:

1. No.1 sample shows undetected small crack along a main crack.
2. No.2 sample is clearly distinguishable from meaningless small holes.

3. No.3 sample shows meaningless small objects in the edges.
4. No.4 sample show a very distinct branch shaped cracks.

The crack width results obtained by proposed technique were reasonably close to those measured by manual method. However, the present results suggest that the proposed technique can provide sufficient accuracy for analyzing the widths of pavement surface.

ACKNOWLEDGEMENT

The completion of this paper could not have been possible without the expertise of Dr. Hend Omar, our beloved dissertation advisor. I would also like to thank Eng. Monder and Asil for sitting on our panel and taking the time to read the paper.

REFERENCES

1. Rajib B Mallick , Tahar El-Kochi, Pavement engineering: principles and practice. 2013: CRC Press.
2. Rafael C Gonzalez, RE Woods,SL Eddins, Digital image processing using MATLAB® Rafael C. Gonzalez, Richard E. Woods, Steven L. Eddins. 2nd ed: New Delhi: McGraw-Hill, 2010.
3. Haroun Rababaah, Asphalt pavement crack classification: A comparative study of three AI approaches: Multilayer perceptron, genetic algorithms and self-organizing maps. 2005, Indiana University South Bend.
4. Li Li, Lijun Sun, Guobao Ning,Shengguang Tan, Automatic pavement crack recognition based on BP neural network. PROMET-Traffic&Transportation, 2014. 26(1): p. 11-22.
5. HD Cheng, Jim-Rong Chen, Chris Glazier,YG Hu, Novel approach to pavement cracking detection based on fuzzy set theory. Journal of Computing in Civil Engineering, 1999. 13(4): p. 270-280.
6. Peggy Subirats, Jean Dumoulin, Vincent Legeay,Dominique Barba. Automation of pavement surface crack detection using the continuous wavelet transform. in 2006 International Conference on Image Processing. 2006. IEEE.
7. Henrique Oliveira , Paulo Lobato Correia. Automatic road crack segmentation using entropy and image dynamic thresholding. in 2009 17th European Signal Processing Conference. 2009. IEEE.
8. Aiguo Ouyang, Chagen Luo,Chao Zhou. Surface distresses detection of pavement based on digital image processing. in International Conference on Computer and Computing Technologies in Agriculture. 2010. Springer.
9. Bang Yeon Lee, Yun Yong Kim, Seong-Tae Yi,Jin-Keun Kim, Automated image processing technique for detecting and analysing concrete surface cracks. Structure and Infrastructure Engineering, 2013. 9(6): p. 567-577.
10. A Cubero-Fernandez, Fco J Rodriguez-Lozano, Rafael Villatoro, Joaquin Olivares,Jose M Palomares, Efficient pavement crack detection and classification. EURASIP Journal on Image and Video Processing, 2017. 2017(1): p. 1-11.
11. Nobuyuki Otsu, A threshold selection method from gray-level histograms. IEEE transactions on systems, man, and cybernetics, 1979. 9(1): p. 62-66.

Development of Pavement Condition Index Assessment Model for Road Pavements in Libya Using Machine Learning

Abdualmtalab Abdualaziz Ali[1], Mohamed Imbarek Esekbi[2]
(1 Lecturer, Azzaytuna University, Tarhuna, Libya, aayali@azu.edu.ly)
(2 Professor, Tripoli University, Tripoli, Libya, m.esekbi@uot.edu.ly)

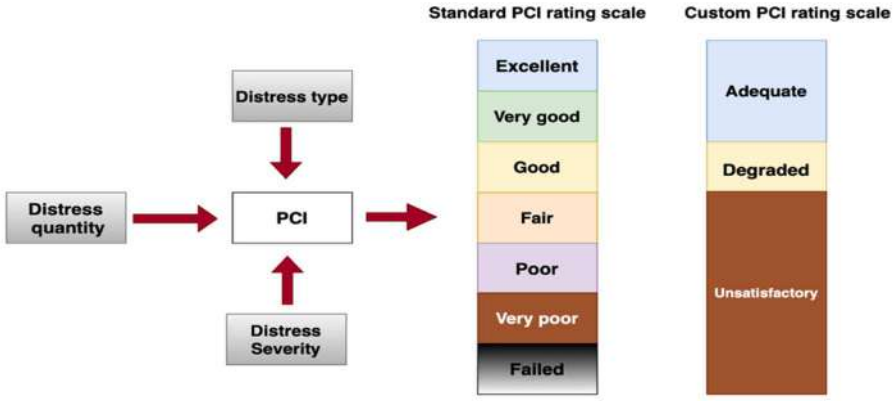
ABSTRACT

A pavement condition forecast is essential for evaluating rehabilitation and treatment plans. This research aims to develop a prediction model for implementing sustainable strategies for the maintenance and rehabilitation of roads based on pavement management systems (PMS). The relevance of this proposal lies in the fact that road management in Libya has limited resources, staff and data to plan the maintenance carried out on road networks. The proposed model is based on survey data done in 2014 on Tarhuna- Qasr bin Ghashir road. This area has a hot and dry climate; the road is negatively influenced by the challenging environment, ever-growing traffic volume, and infrequent maintenance. The case study focuses on studying the effect of pavement distress on determining pavement condition. These include the determination of PCI of flexible pavement and developing reliable prediction models for Tarhuna- Qasr bin Ghashir road. Thirteen flexible pavement sections with section lengths equal to 5 km were selected to develop PCI. After the data were extracted, modelling was conducted to predict PCI using multiple linear regression (MLR) and a machine learning approach. Thirteen pavement distress variables' effects were assessed and used to predict the model: rutting, fatigue cracking, block cracking, edge cracking, longitudinal cracking, potholes, patching, bleeding, ravelling, Polishing, depression, corrugation, and delamination.

Keywords: Pavement Performance; Artificial Neural Network; Pavement Condition Index (PCI)

INTRODUCTION AND RELATED WORK

PCI is one index used to assess pavement condition and performance in many countries. The U.S. Army Corps of Engineers developed it. Then the Department of Defense (DOD) and the American Public Works Association adopted an indicator to evaluate pavement condition [1, 2]. PCI is an impartial parameter to assess a road network's maintenance and rehabilitation requirements. A single index can signify the measured surface distress' different type, quantity, and severity levels. PCI classifies the roads based on a numerical rating for road surface conditions. Figure 1 shows PCI Rating Scale, the PCI scale range from 0 to100, where 100 indicates an excellent road condition and 0 is very poor.



PCI	0-10	10-25	25-40	40-55	55-70	70-85	85-100
Rating	Failed	Very poor	Poor	Fair	Good	Very good	Excellent

Fig 1: PCI Rating Scale [3].

ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS (ANNS)

An ANN is an applied technique used to resolve complicated engineering problems such as estimating current and predicting future pavement conditions [4]. Georgiou et al. [5] described an artificial neural network as an artificial intelligence system that mimics how the human brain processes information and acquires knowledge. ANNs consist of many neurons interconnected by directed links, and each link has a weight.

ANN consist of the three main layers, input layer, output layer and several hidden layers in which the non-linear, sophisticated operations were executed, as shown in Figure 2. Each layer contains a set of neurons. All neurons are connected through synapses. These synapses (connections) have initial weights changing over the iterative process of the whole network. Eldin, Neil N et al. described flexible pavement maintenance. To develop the ANNs model, the authors used 744 records for training and 1736 records for testing [6]. Researchers Yang, Jinglin, et al. developed three ANN models to assess pavement conditions based on a set of three performance indices [7]. The three indices are used to rate cracks, rut and ride. ANN models were shown to predict pavement conditions over five years. Computer-based software was used to facilitate the prediction of ANN models [7].

Shahnazari, et al. [8] devised an alternate approach for forecasting PCI utilizing ANN and genetic programming optimization approaches. The authors proposed a soft computing method for estimating the PCI values. The results revealed that both models are compatible with field data, albeit the first model produced more accurate results than the second. M. Jalal et al. (2017) predicted the PCI values utilizing an optimized ANN model. The authors conducted an experimental study on the Texas A&M University Campus. They used a multi-step process to find the best ANN model to predict the PCI from the experimental data. The PCI prediction results demonstrated that the

accuracy of optimal ANN using this approach is significantly higher than that of standard ANN models [9].

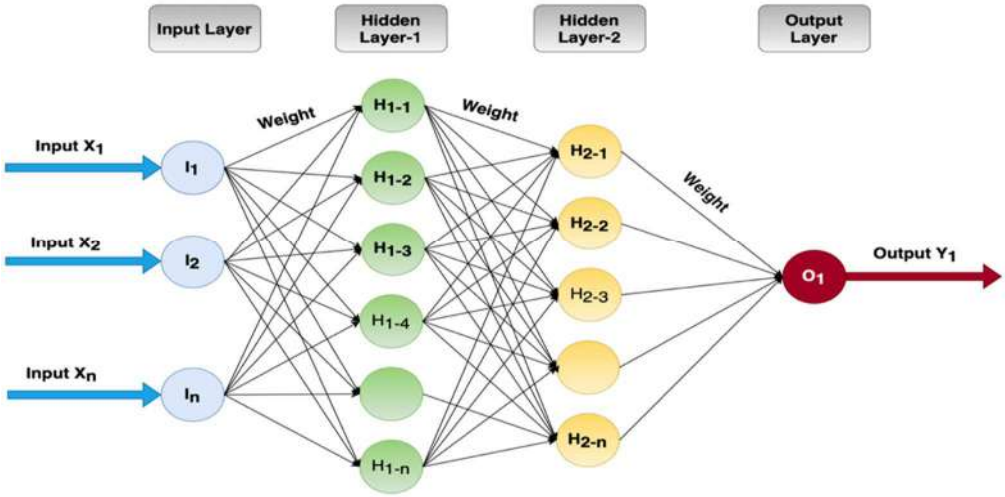


Fig 2: The general architecture of the feedforward backpropagation ANN.

OBJECTIVE

The specific scope of this research involves the determination of

- development of PCI performance index using (MLR) technique.
- development of PCI performance index using (ANN) technique.

METHODOLOGY

To achieve the research objective, the study commenced by reviewing the relevant literature. Then, the MLR models and ANN approach were applied to develop the proposed models. An analysis of essential statistical data was conducted to determine the sensitivity of the proposed models. Finally, the proposed ANN models were compared statistically with the MLR models.

The study location and data collection

Tarhuna- Qasr bin Ghashir road is one of the most important roads connecting Tripoli city (capital of Libya) with some major cities (Tarhuna, Bani Walid, Al-urban, Souq-Al-Khmise. etc.). This road is in the southwestern part of Tripoli. Coordinates of this road are (32.68542, 13.17466), (32.42384, 13.60929). It is two lanes in each direction, and the width of each direction is 8 meters. The data collected from this road comprised thirteen flexible pavement sections with section lengths equal to 5 km were selected to develop PCI. This road is used for people and transporting goods, with a large percentage of heavy vehicles moving on it. It has different pavement distresses, such as cracks, rutting, depressions, and potholes, making riding quality poor. These pavement distresses negatively impact travel times, accidents, and the environment; where the travel is more extended, the accidents increase due to drivers' attempts to avoid poor road conditions. Developing a predictive model to determine pavement degradation will be very useful for choosing the most suitable pavement maintenance system for the competent authorities. The field inspection results and the PCI calculations for each section are provided in Table 1 and Figure 3.

Table 1. Functional condition of PCI per segment road location.

Section number	Road segment	Length(m)	Width(m)	PCI Value	Road Condition
1	00+000 – 5+000	5000	8.0	31.25	Poor
2	05+000 – 10+000	5000	8.0	48	Fair
3	10+000 – 15+000	5000	8.0	39.80	Poor
4	15+000 – 20+000	5000	8.0	23.50	Very poor
5	20+000 – 25+000	5000	8.0	31.85	Poor
6	25+000 – 30+000	5000	8.0	35.60	Poor
7	30+000 – 35+000	5000	8.0	29.50	Poor
8	35+000 – 40+000	5000	8.0	37.95	Poor
9	40+000 – 45+000	5000	8.0	36.20	Poor
10	45+000 – 50+000	5000	8.0	31.02	Poor
11	50+000 – 55+000	5000	8.0	28.07	Poor
12	55+000 – 60+000	5000	8.0	35.90	Poor
13	60+000 – 65+000	5000	8.0	34.95	Poor

From a distress survey on the 13- road sections considered in the current study, it was found that rutting, fatigue cracking, block cracking, transverse cracking, and damage (e.g., patching and potholes) are among the distress types observed on most sections of the road. Figure. 4 shows representative photographs of some of the distresses.

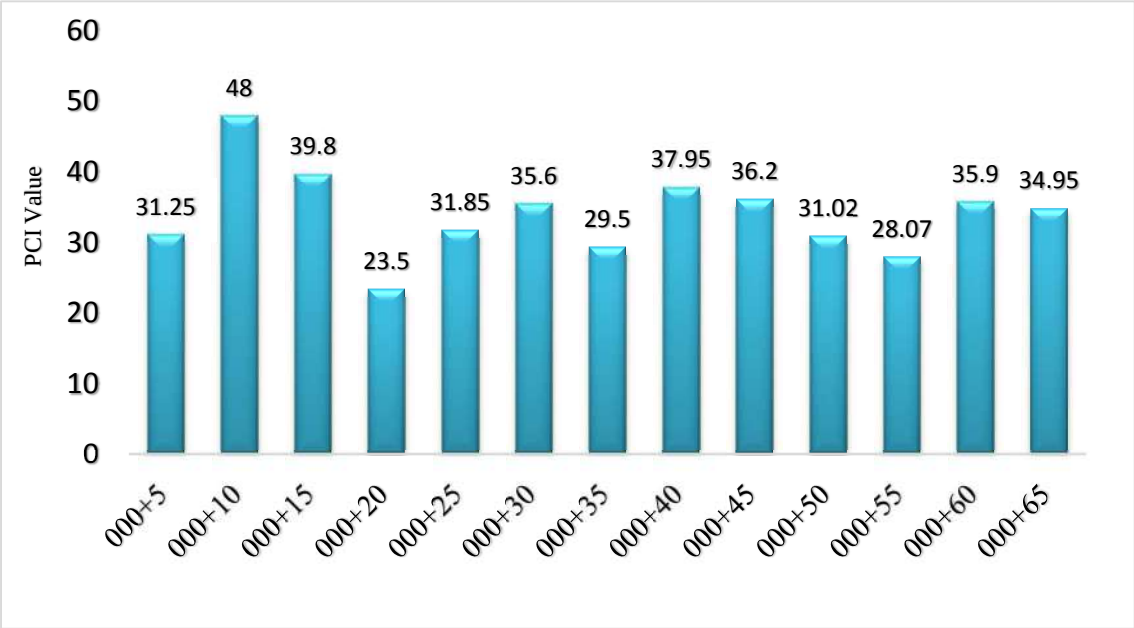


Fig 3. PCI values of road sections.

Accuracy Validation

Three of the most commonly used metrics to measure accuracy for continuous variables are the determination coefficient of (R^2), Root Mean Squared Error (RMSE), and Mean Absolute Error (MAE) [10]. The mathematical representation of the three implemented measures is shown in Table 2.

Table 2. Mathematical illustration for performance metrics.

Measure Models	Formula	Variables Description
Determination Coefficient	$R^2 = 1 - \frac{\sum_i (t_i - o_i)^2}{\sum_i (o_i)^2}$	o_i=Actual value observation I, t_i = Predicted value of observation I, n = Number of observations.
Mean Absolute Error	$MAE = \frac{1}{n}\sum_i^n \lvert t_i - o_i \rvert$	
Root Mean Squared Error	$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_i (t_i - o_i)^2}{n}}$	

Fig 4. Representative photo showing different distress types in road sections.

Multiple Linear Regression (MLR) Model Results

Multiple linear regression is commonly used as a tool to investigate functional relationships between variables. The regression analyses are applied to obtain the relationship between the input and output variables [10]. It can be represented in the following functional form:

$$Y = C + a_1X_1 + a_2X_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots + a_nX_n \quad (1)$$

Where: Y = dependent variable, C = constant, X = (x_1 , x_2,…, , x_n) independent variable, $a_1, a_2, a_3 \ldots\ldots\ldots\ldots a_n$ = Coefficients.

The research was conducted in Tarhuna- Qasr bin Ghashir road to evaluate the effects of different pavement distresses on PCI indicator values, using the IBM SPSS Statistics package (IBM 27). MLR is typically used to research the relationship between input variables and output variables. Equation (2) represents a basic equation for prediction models to find the Influence of pavement distress on PCI value.

$$PCI=a_1 + a_2X_{Ru} + a_3X_{Fa} + a_4X_{Bl} + a_5X_{Ed} + a_6X_{Lo} + a_7X_{Pa} + a_8X_{Po} + a_9X_{Bl} + a_{10}X_{Ra} + a_{11}X_{Pol} + a_{12}X_{Dep} + a_{13}X_{Co} + a_{14}X_{Del} \quad (2)$$

Where, PCI =Pavement Condition Index, X_{Ru}= Rutting, X_{Fa} = Fatigue Cracking, X_{Bl}= Block Cracking, X_{Ed}=Edge Cracking, X_{Lo}=Longitudinal Cracking, X_{Pa}=Patching, X_{Po}=Potholes, X_{Bl}=Bleeding, X_{Ra}=Ravelling, X_{Pol}=Polishing, X_{Dep} = Depression ,

X_{Co} =Corrugation, X_{Del} =Delamination,$a_1, a_2, a_3 \dots\dots\dots a_{14}$= Coefficients.

Table 3 shows the result of regression analysis for PCI. This relationship's correlation coefficient (R^2) is 94.9%, while RMSE and MAE were 2.906% and 2.407%, respectively. These results indicated that the model has a strong relationship with input variables. The PCI model negatively correlates with most input variables, including rutting, fatigue cracking, block cracking, edge cracking, potholes, polishing, and corrugation. The PCI model was positively correlated with patching ravelling, depression, and delamination. Figure (5) shows the relationship between actual PCI and predicted PCI. Equation (3) shows the relationship between the PCI and pavement distress as follows:

$$PCI=83.28-2.06X_{Ru}-0.75*X_{Fa}-1.8*X_{Bl}-1.29*X_{Ed}+2.70X_{PA}-1.62*X_{Po}+2.91*X_{Ra}-0.35*X_{Pol}+0.70*X_{Dep}-10.40*X_{Cou}+7.13*X_{Del} \quad (3)$$

Table 3. The PCI Model Summary

Model	Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients	t-stat
	B	Std. Error	β	
(Constant)	83.28	0.73	-	114.12
Rutting	-2.06	0.195	-0.137	-10.54
Fatigue Cracking	-0.756	0.037	-0.257	-20.51
Block Cracking	-1.80	0.079	-0.813	-22.88
Edge Cracking	-1.22	0.029	-0.724	-42.38
Patching	2.70	0.453	0.178	5.95
Potholes	-1.62	0.163	-0.209	-9.92
Raveling	2.91	0.409	0.161	7.12
Polishing	-0.35	0.145	-0.044	-2.43
Depression	0.70	0.141	0.124	4.96
Corrugations	-10.40	0.714	-0.501	-14.51
Delamination	7.13	0.721	0.217	9.89
R^2	94.9			
RMSE	2.906			
MAE	2.407			

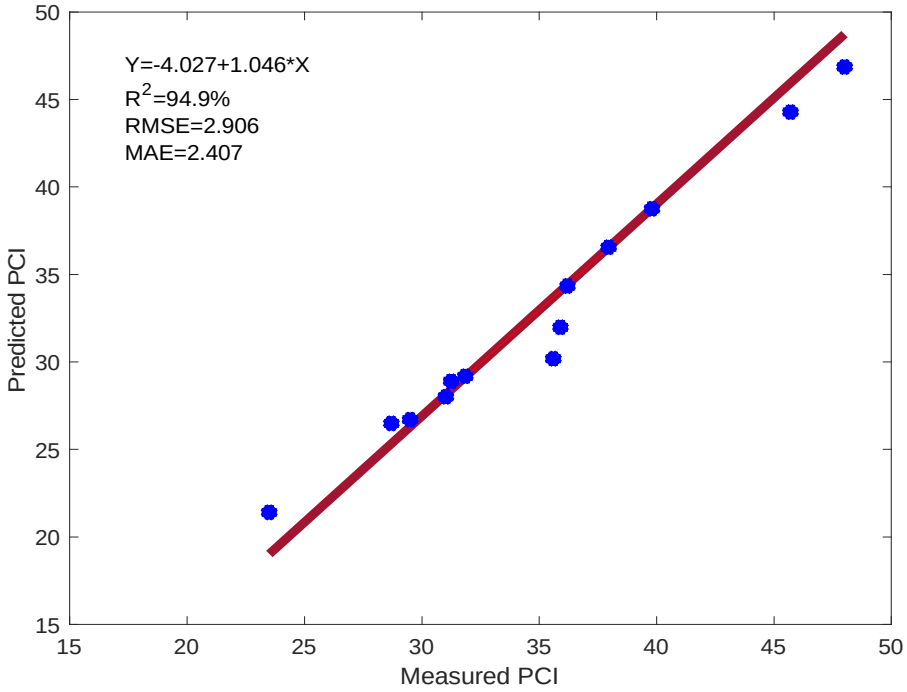


Fig 5. MLR Prediction Results.

Sensitivity Analysis

A sensitivity analysis is conducted to determine the impact of input variables on the PCI model efficiency. Each input was examined individually during the sensitivity analysis. A stepwise method was used to determine the type of predictor that has an important effect on the PCI. Table 4 and Figure 6 present the sensitivity analysis results.

Table 4. Sensitivity Analysis of Prediction Models.

Parameters	R^2
Rutting	10.6
Fatigue Cracking	19
Block Cracking	65
Edge Cracking	45
Longitudinal cracking	-
Patching	50.9
Potholes	8.8
Bleeding	-
Raveling	2.6
Polishing	5.1
Depression	3.5
Corrugations	2.8
Delamination	5.8

Table 4 and Figure 6 show the performance of the sensitivity analysis models and summarizes several points as follows:

- Block cracking, edge cracking, and patching are the variables that significantly affect the PCI model more significantly than other variables.

- Rutting and Fatigue cracking influence the PCI model more than other variables.
- Potholes, ravelling, polishing, depression, corrugation, and delamination have minor impacts on the PCI model.
- It can be seen in the table that the ravelling had the poorest performance compared to others in terms of R^2.
- The analysis was then performed by excluding the transverse cracking and bleeding and including all the input data.

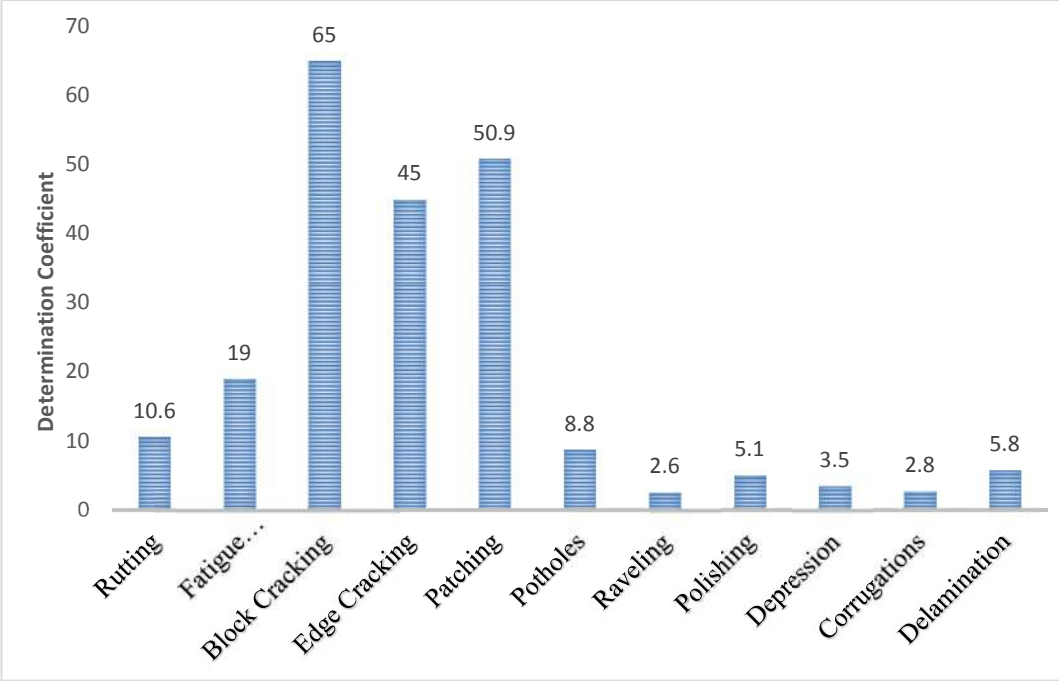


Fig 6. Sensitivity analysis of prediction models for PCI.

ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS (ANNS) RESULTS

The main objective of developing models is to predict pavement performance and assess and optimize maintenance decisions. Three ANN architectures, namely (A), (B), and (C), were investigated to get the best results. The best results were obtained from the ANN architecture (A), consisting of 13 inputs, two hidden layers with 10 neurons, and one output layer (13-10-10-1). Figure (7) presents the architecture of the ANN (Model A). The model was selected based on statistical measures such as maximum values of R^2, and minimum values of (RMSE) and (MAE). Table (5) summarizes the results of the ANNs technique.

ANN MODEL RESULTS

Model A was chosen as the best-performing network based on all data statistical measures error (R^2, RMSE, and MAE). Table (5) presented three ANN models, where the model (A) was the best fit compared to other ANNs models. The R^2 value was (100) %. The RMSE and MAE values for PCI were (0.796).and (0.705), respectively. Figure (8) presents the ANN prediction results for PCI models.

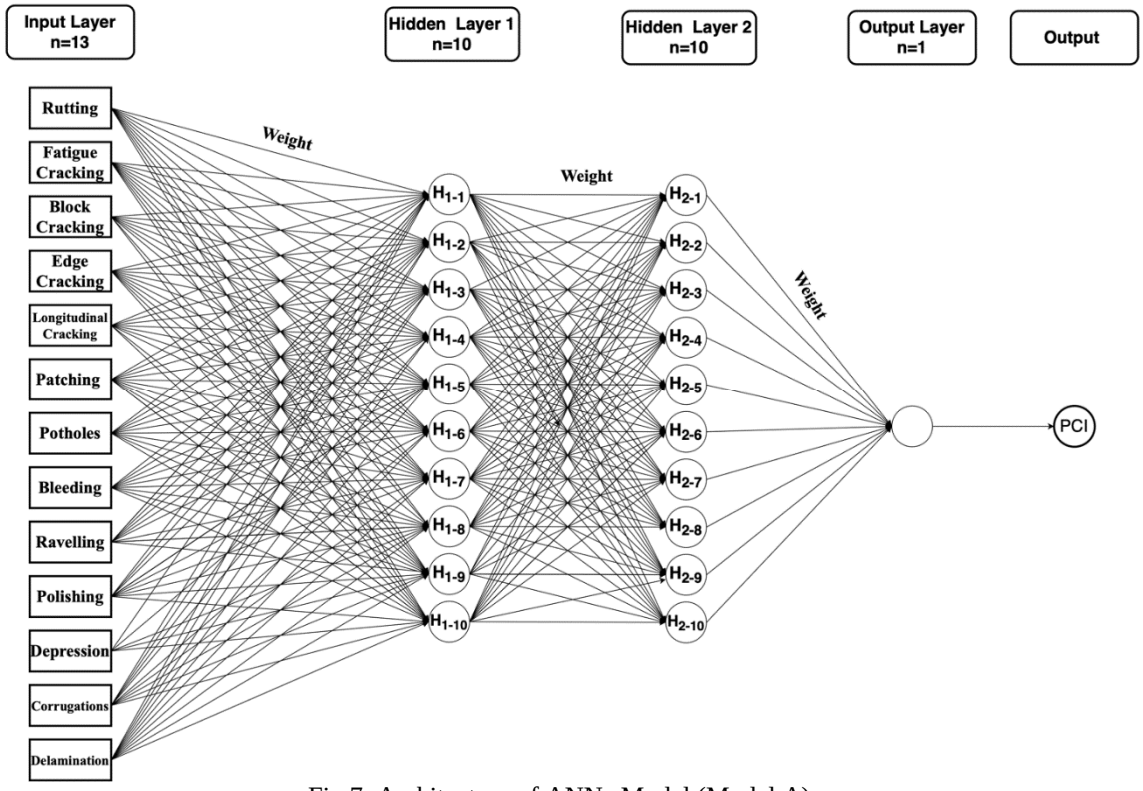


Fig 7. Architecture of ANNs Model (Model A).

Table (5): Performance of ANN Model.

ANN Model	Procedure	R^2	RMSE	MAE
A (13-10-10-1-1)	Training	98.5	1.332	1.25
	Testing	100	2.393	2.114
	Validation	100	1.1	1.1
	All	100	0.796	0.705
B (13-13-13-1-1)	Training	99.0	1.12	1. 12
	Testing	96.0	0.716	0.589
	Validation	95.0	4.255	3.644
	All	99.9	1.126	0.889
C (13-20-20-1-1)	Training	96.2	3.408	2.582
	Testing	100	0.406	0.323
	Validation	100	0.99	0.853
	All	99.8	1.778	1.431

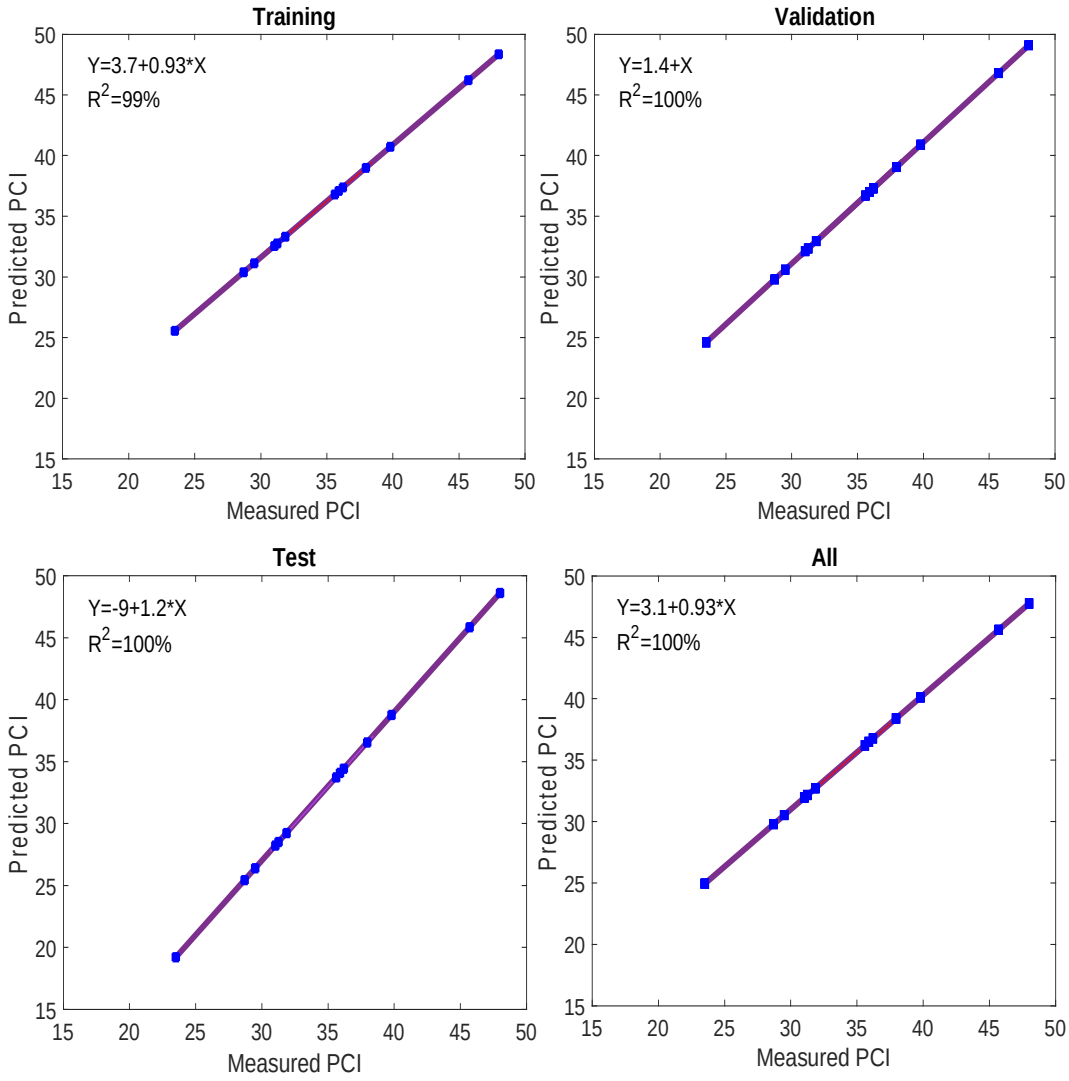


Fig 8. ANN prediction results for PCI models (Model A, Structure: 13-10-10-1-1).

EVALUATION OF MULTIPLE LINEAR REGRESSION AND NEURAL NETWORK MODELS

The results of the MLR and ANN approaches are shown in Table 6. Further, to enhance the understanding of the results, a comparison of two techniques is also shown in Figures 9 to 11, respectively.

Table 6. Comparison between ANN and the MLR models.

MLR Generated			ANN Generated				Improvement (%)		
R^2	RMSE	MAE	ANN Model	R^2	RMSE	MAE	R^2	RMSE	MAE
94.9	2.91	2.41	A	100	0.796	0.705	+5.10	+72.61	+70.71
			B	99.9	1.126	0.889	+5.01	+61.25	+63.07
			C	99.8	1.778	1.431	+4.91	+38.82	+40.55

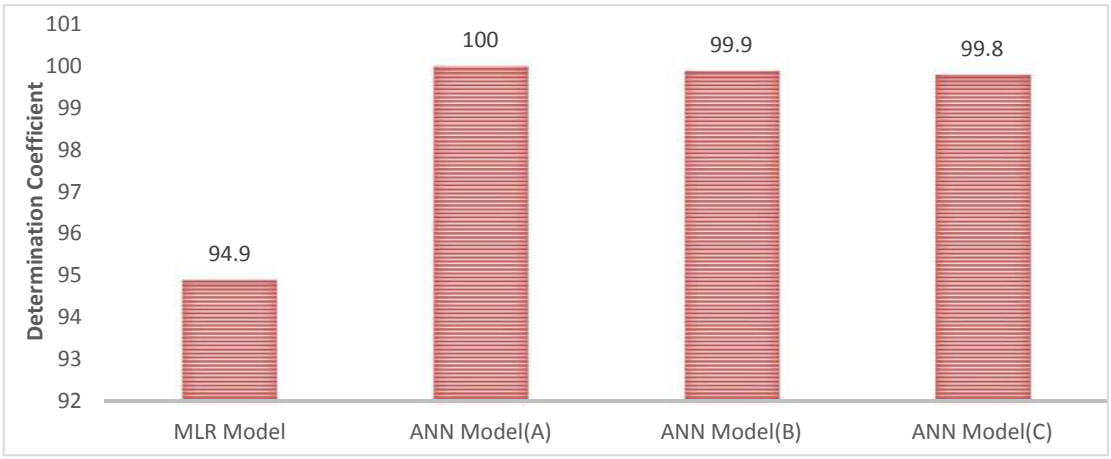


Fig 9. R-squared

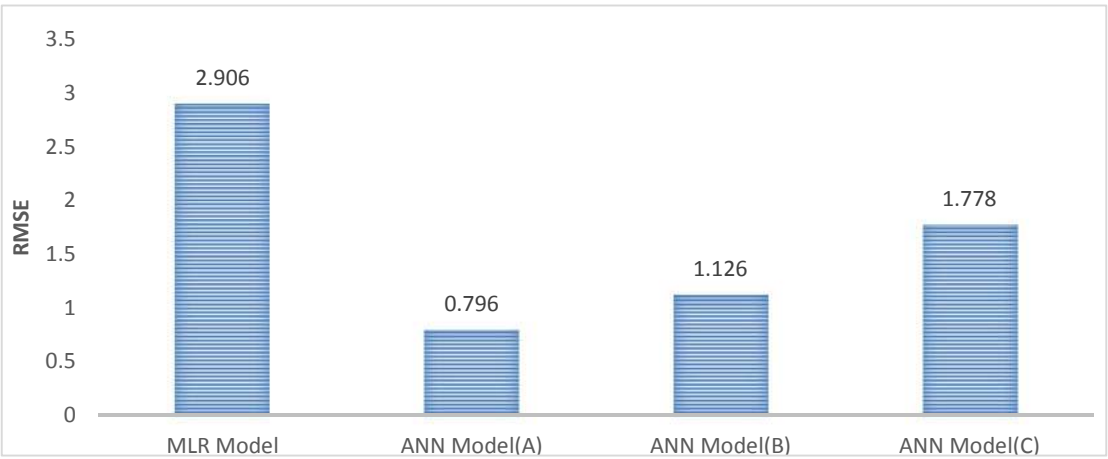


Fig 10. RMSE

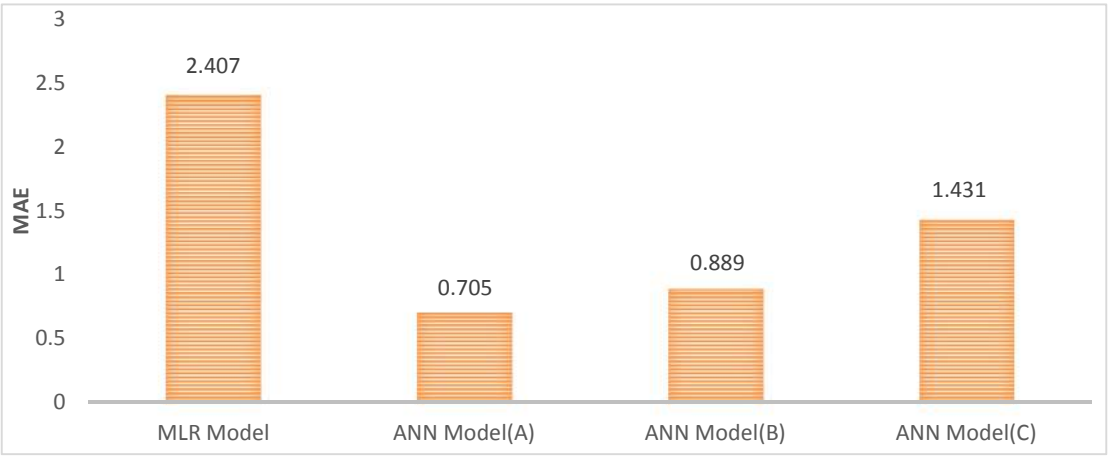


Fig 11. MAE

A performance comparison between MLR and ANN models is also shown in Table (6), Figures 9 to 11 summarizes several points as follows:

- Prediction models using MLR and ANN techniques based on pavement distresses were developed in this study.

- Model (A): Table 6 and Figures 9 to 11 showed that the R^2, RMSE, and MAE values were increased by 5.10%, 72.61%, and 70.71% compared to the MLR method.
- Model (B): Table 6 and Figures 9 to 11 showed that the R^2, RMSE, and MAE values were increased by 5. 01%, 61.25%, and 63.07% compared to the MLR method.
- Model (C): Table 6 and Figures 9 to 11showed that the R^2, RMSE, and MAE values were increased by 4.91%, 38.82%, and 40.55% compared to the MLR method.
- The model (A) is the most significant a more accurate result (R^2= 100%, RMSE = 0.796%, and MAE= 0.705) than model (B) and (C).
- The results of all ANN models showed improvement in the model prediction compared to the MLR model; thus, ANN models provide more accurate predictions than the MLR model.

Challenges and limitations

An essential challenge of this study is limited information resources and data to plan the maintenance carried out on road networks in Libya. Although the importance of this road linked several cities with the capital as mentioned above, this road has not been subjected to regular maintenance for more than two decades. In addition, there is no documented information on road networks, such as the age of pavement, number of maintenances, asphalt concrete layer properties, daily traffic volumes, and the expected increase of vehicles in future. This data is essential to help municipal engineers and the ministry of transportation implement maintenance plans on time.

The models in this paper were analyzed using the measured results and based on two different analysis methods. Both measurement methods have expected errors. These errors increase the overall modelling error by affecting predicted values and increase the modelling error in predicting future values. The main objective is to create models with minor errors, considering it is not easy to create a model without error.

Synthetic Data Development and Analysis

Prediction of PCI is important to evaluate road surface pavement conditions. In this paper, the road data obtained from (the Roads and Bridges Authority, Libya) was used to determine correlations between the pavement distress and pavement condition index (PCI) of Tarhuna- Qasr bin Ghashir road. The study proposed two efficient approaches using MLR and ANN models. Based on the results of this study, the following conclusions were drawn:

- Based on pavement distress data collected from Tarhuna - Qasr bin Ghashir road, it's found that 13 types of pavement distress were observed on the road and classified as very poor.
- According to PCI values, it is evident that the road needs to be maintained.
- The value of R^2, RMSE, and MAE for aggregate data were 94.9%, 2.906%, and 2.407% with the MLR method; however, the goodness of fit was improved after the data was used ANN technique, the R^2, RMSE, and MAE were 100%,0.796%, and 0.705%, respectively.
- Results showed that the ANN models had the best capability in prediction results compared to other MLR models.
- The sensitivity analysis showed that the essential variables were block cracking, edge cracking, and patching.
- The results of this study will be helpful for engineers and researchers considering predicting PCI using the MLR and ANN models.

RECOMMENDATIONS

The following suggestions will help improve model development:

- The developed PCI prediction models in this study used only 13 sections. More sections should be used to develop models for better characterization and more accurate models.
- This study considers only pavement distress to develop PCI prediction models. More important parameters such as traffic volume and asphalt concrete layer properties should be used to develop prediction models.
- More sections should be studied to predict accurate models of pavement indicators, and sufficient information such as the pavement age and the road's maintenance history is needed.

Data availability statement

All data used in this paper has been taken from the Roads and Bridges Authority, Libya.

All data, models, and code generated or used during the study appear in the submitted article.

REFERENCES

1. ASTM International. (2018). "ASTM D6433-18 Standard Practice for Roads and Parking Lots Pavement Condition Index Surveys." 10.1520/D6433-18, West Conshohocken, PA.
2. Shahin, M. Y., & Walther, J. A. (1990). Pavement maintenance management for roads and streets using the PAVER system. construction engineering research lab (army) champaign il.
3. Shahin, M.Y. (2005). Pavement management for airports, roads, and parking lots, Second Edition, New York: Springer.
4. Adeli, H. (2001). Neural networks in civil engineering: 19892000. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 16, 126–142.
5. Georgiou, P., Plati, C., & Loizos, A. (2018). Soft computing models to predict pavement roughness: A comparative study. Advances in Civil Engineering, 2018, 5939806.
6. Eldin, N. N., & Senouci, A. B. (1995). A pavement condition-rating model using backpropagation neural networks. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 10(6), 433-441.
7. Yang, J., Lu, J. J., & Gunaratne, M. (2003). Application of neural network models for forecasting of pavement crack index and pavement condition rating (No. Final Report).
8. Shahnazari, H., Tutunchian, M. A., Mashayekhi, M., & Amini, A. A. (2012). Application of soft computing for prediction of pavement condition index. Journal of Transportation Engineering, 138(12), 1495-1506.
9. Jalal, M., Floris, I., & Quadrifoglio, L. (2017). Computer-aided prediction of pavement condition index (PCI) using ANN. In Proceedings of the international conference on computers and industrial engineering.
10. Guisan, A., & Zimmermann, N. E. (2000). Predictive habitat distribution models in ecology. Ecological modelling, 135(2-3), 147-186
11. The Roads and Bridges Authority- Tripoli- Libya.

الداعمون

الأكاديمية الليبية

مصلحة الطرق و الجسور

شركة المنصورة القابضة

لجنة التنمية المستدامة

شركة الانماء للهندسة وادارة المشاريع

معهد التخطيط

جهاز تنفيذ وادارة طريق امساعد راس جدير

شركة الانماء الاقتصادي

جهاز تنفيذ مشروعات المواصلات

وزارة التخطيط

مكتب الجامعة للاستشارات الهندسية

جهاز تنمية وتطوير المراكز الادارية

شركة البنيان

شركة السهم

بالتعاون مع
اللجنة الدائمة للمؤتمر
بجمعية المهندسين العلمية