

تدعيم الأعمدة الفولاذية عن طريق تقليل طولها الفعال باستخدام رقبة بيتونية مسلحة

ماهر الجبل*¹ ميرنا سعود²

*1. طالب ماجستير - قسم الهندسة الإنشائية - كلية الهندسة المدنية - جامعة دمشق.

2. دكتورة في قسم الهندسة الإنشائية-كلية الهندسة المدنية- جامعة دمشق.

الملخص:

تصمم الأعمدة على حمولات محددة منقولة إليها عن طريق الجوائز، ونتيجة لإمكانية تغيير وظيفة المبنى أو أحد أجزائه من المحتمل أن تتعرض الأعمدة والعناصر الإنشائية الأخرى إلى حمولات أكبر من الحمولات التصميمية، مما يستدعي تدعيمها بطرق مختلفة. ترتبط قدرة تحمل الأعمدة بشكل رئيسي بنحافتها، التي تحدد كون هذا العمود طويلاً أو قصيراً، وبالتالي تحدد آلية انهياره إما نتيجة التحنيط أو طاقة تحمل مادته. تم في هذا البحث إيجاد إطار علمي لطريقة شائعة في تدعيم الأعمدة الفولاذية الطويلة، وذلك عن طريق تنفيذ صبة بيتونية مهمتها تقليل الطول الفعال للعمود بنسب مختلفة. اعتمدنا في الدراسة على برنامج MIDAS Gen حيث تم نمذجة ودراسة العمود مع وبدون وجود الرقبة البيتونية. نفذت الدراسة على عمود فولاذي مقطعه UC 305x305x97، وقد دُرُس نموذجان من هذا العمود بحسب شروط الاستناد، النموذج الأول: عمود فولاذي موثوق عند القاعدة وحر من الأعلى بارتفاع 5m، النموذج الثاني: عمود فولاذي متمفصل من الطرفين بارتفاع 10m. تمت نمذجة رقبة بيتونية بارتفاعات مختلفة، ودرس تأثير إضافة هذه الرقبة على كل نموذج من النماذج السابقين. وتبين أن قدرة تحمل العمود تزداد بازدياد ارتفاع الرقبة البيتونية. وأن تأثير الرقبة البيتونية أكبر في حالة العمود المتمفصل من الطرفين عما هو عليه في حالة العمود الموثوق من الأسفل والحر من الأعلى.

الكلمات المفتاحية: تدعيم، قدرة تحمل، أعمدة فولاذية، رقبة بيتونية، طول فعال.

تاريخ الإيداع: 2022/8/ 19

تاريخ القبول: 2022/12/ 5



حقوق النشر: جامعة دمشق -
سورية، يحتفظ المؤلفون بحقوق
النشر بموجب الترخيص CC
BY-NC-SA 04

strengthening steel columns by reducing its effective length using R.C. encasing

Maher Aljabal^{*1} Mirna Saood²

^{*1}. Student in the Department of Structural engineering, Faculty of Civil Engineering - Damascus University

². Department of structural engineering, Faculty of Civil Engineering, Damascus University.

ABSTRACT:

Columns are designed on specific loads transferred to them through beams, and as a result of the possibility of changing the function of the building or one of its parts, the columns and other structural elements are likely to be subjected to loads greater than the design loads, which calls for strengthening them in different ways. The bearing capacity of the columns is mainly related to their slenderness, which determines the structural type of column as long or short column, and thus determines the mechanism of its collapse either as a result of buckling or the bearing capacity of its material.

In this research, a scientific framework was found for a common method of strengthening long steel columns, by implementing a concrete incasing to reduce the effective length of the column in different proportions. In the study, we relied on the MIDAS Gen program, where the column was modeled and studied with and without the presence of the concrete incasing.

The study was carried out on a steel column of section UC 305 x 305 x 97, and two models of this column were studied according to the boundary conditions: The first model: a fixed steel column at the base and free at the top, with a height of 5m. The second model: a steel column hinged at both ends with a height of 10m. A concrete incasing with different heights was modeled, and the effect of adding this Incasing on each of the previous two models was studied. The bearing capacity of the column increases with the increase in the height of the concrete incasing. The results of the study can summarize in: The impact of the concrete incasing is greater in the case of the column hinged on both sides than it is in the case of the column fixed from the bottom and free from the top.

Keywords: strengthening, bearing capacity, steel columns, concrete incasing, effective length.

Received: 19 /8/2022

Accepted: 5/12/2022



Copyright: Damascus University- Syria, The authors retain the copyright under a CC BY- NC-SA

تدعيم الأعمدة الفولاذية عن طريق تقليل طولها الفعال باستخدام.....

الجبل وسعود

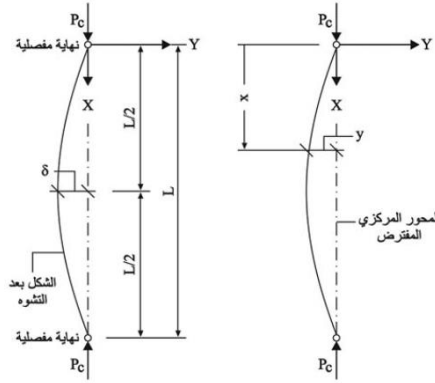
المقدمة:

يتم تصميم الأعمدة على حمولات محددة منقولة إليها عن طريق الجوائز، ونتيجة لإمكانية تغيير وظيفة المبنى أو أحد أجزائه من المحتمل أن تتعرض الأعمدة والعناصر الإنشائية الأخرى إلى حمولات أكبر من الحمولات التصميمية، مما يستدعي تدعيمها بطرق مختلفة. وتتمثل أهمية البحث في إيجاد حل لمشكلة التحنّب التي تعاني منها العناصر المعدنية المضغوطة وبشكل رئيسي الأعمدة الفولاذية المضغوطة، عن طريق تنفيذ صبة بينونية تحيط بالجزء السفلي من العمود الفولاذي بغية تخفيف التحنّب وزيادة المقاومة.

تحنّب الأعمدة buckling of columns [1]

(أ) تحنّب الأعمدة الخاضعة لقوة ضغط محورية فقط:

يُعدُّ أولر Leonard Euler (1707-1783م) أول من أوجد قوة التحنّب [2] التي سميت فيما بعد علاقة أولر Euler formula. وهي لعمود بسيط الاستناد لا يحوي تشوهات بدائية ومعرض لقوة ضغط محورية (الشكل 1)، ويمكن فيه ملاحظة أن الانتقال الجانبي يؤدي إلى توليد عزوم إضافية ناجمة عن اللامركزية الطارئة للقوى المحورية، ولم تكن لتدخل بالحساب قبل التحنّب حيث الانتقال محوري فقط. تؤدي هذه العزوم الطارئة إلى انتقال الحالة الإجهادية من حالة ضغط مركزي فقط إلى حالة ضغط مترافق مع عزم انعطاف، الأمر الذي يسبب انهيار العنصر على الحالة الجديدة.



الشكل (1) الانتقال الجانبي تحت تأثير قوة محورية [3]

تعطى قوة أولر الحرجة بالعلاقة (1):

$$P_E = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} \quad (1)$$

حيث: (I) عزم عطالة مقطع العمود (E). معامل مرونة مادته.

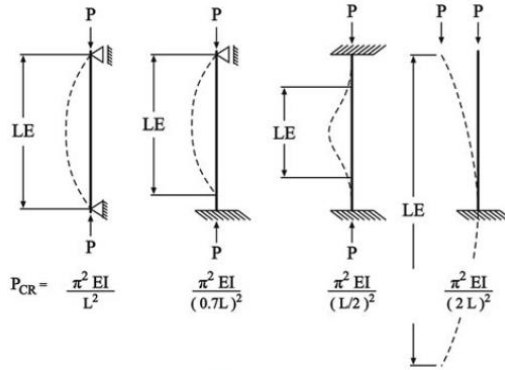
n : تمثل عدد أنماط التحنّب تحت تأثير قوة الضغط المحورية التي تعتمد على وضع قيود جانبية (الشكل 2).

n=0	n=1	n=2	n=3
$(\lambda = \infty)$	$\lambda = L$	$\lambda = \frac{L}{2}$	$\lambda = \frac{L}{3}$
$v = 0$	$v = A \sin \pi \frac{Z}{L}$	$v = A \sin 2\pi \frac{Z}{L}$	$v = A \sin 3\pi \frac{Z}{L}$
$(P_{CR} = 0)$	$P_{CR} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$	$P_{CR} = 4 \frac{\pi^2 EI}{L^2}$	$P_{CR} = 9 \frac{\pi^2 EI}{L^2}$

الشكل (2) تأثير القيود الجانبية في توليد أنماط التحنيب للعمود [3]

يلاحظ من الشكل (2) أن عدم وضع قيود جانبية هي الحالة الأكثر حرجاً، في حين أن زيادة القيود الجانبية أو تقصير الطول الحر للعمود يؤدي إلى زيادة القوة الحرجة أضعافاً مضاعفة.

تقوم إعادة حساب القوة الحرجة الموافقة لتغير شروط الاستناد boundary conditions بالطريقة السابقة نفسها إلى النتائج المبينة في الشكل (3)، حيث يظهر مفهوم الطول الفعال effective length (L_E) مقارنة بالقوة الحرجة لحالة عمود بسيط الاستناد بحيث يمكن الاستعاضة عن العلاقة (1) بالعلاقة (2) التي تأخذ اختلاف شروط الاستناد في الحسبان:



الشكل 3، تغير القوة الحرجة للتحنيب وفقاً لتغير شروط الاستناد [3]

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{L_E^2} \quad (2)$$

حيث L_E هو طول الجزء من العمود الذي يتصرف تصرف عمود متمفصل من طرفيه.

من العلاقة (2) يمكن تحديد إجهاد أولر كما يلي

$$\sigma_E = \frac{P_E}{A} = \frac{\pi^2 EI}{L_E^2 A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (3)$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}, \lambda = \frac{L_E}{r}$$

حيث: r نصف قطر العطالة radius of gyration للمقطع حول المحور الذي يحدث حوله التحنيب.

الجبل وسعود

تدعيم الأعمدة الفولاذية عن طريق تقليل طولها الفعال باستخدام.....

λ نسبة النحافة slenderness ratio التي تُعدّ المفهوم الأساس في تحديد التحنيب التي يمكن إضافتها إلى مفهومي المقاومة والقساوة.

يُعدّ إجهاد أولر (العلاقة 3) مرتفعاً بالنسبة للاختبارات التي جرت على الأعمدة، حيث جاءت النتائج أدنى من تلك المعطاة لعمود مثالي، لأن الأعمدة الحقيقية ليست مثالية وإنما تحتوي على تشوهات imperfections أولية.

قدم رانكين Rankine [10] علاقة تجريبية (العلاقة 4) لإجهاد الانهيار الحقيقي (σ_F) الناجم عن التحنيب:

$$\frac{1}{\sigma_F} = \frac{1}{\sigma_E} + \frac{1}{\sigma_Y} \quad (4)$$

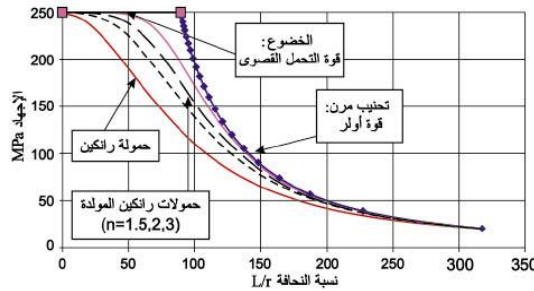
حيث: σ_E إجهاد أولر و σ_Y إجهاد خضوع yield strength المادة.

يوضح الشكل (4) مقارنة بين إجهادي أولر و رانكين باستخدام العلاقتين (3) و (4) على الترتيب، ويمكن جعل علاقة رانكين أقل أماناً وذلك بجعل إدخالات العلاقة (4) مرفوعة للقوة n (العلاقة 5).

$$\frac{1}{\sigma_F^n} = \frac{1}{\sigma_E^n} + \frac{1}{\sigma_Y^n} \quad (5)$$

or

$$\sigma_F = \frac{\sigma_E \sigma_Y}{\sqrt[n]{\sigma_E^n + \sigma_Y^n}} : 1 \leq n \leq 3$$



الشكل (4) المقارنة بين إجهادي أولر و رانكين [3]

افتترضت علاقة أولر أن سلوك المادة خطي مرّن material linear elastic، يعبر عنه قانون هوك Hooke's law التالي:

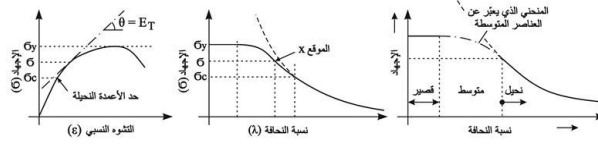
$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (6)$$

حيث ϵ التشوه النسبي strain، و E معامل المرونة modulus of elasticity إلا أن التصرف الحقيقي للمادة لاخطي، وهذا ما يفسر انخفاض الإجهاد الحدي عن إجهاد أولر في منطقة التصرف غير المرّن inelastic range للمادة. وتُعدّ نظرية Engesser (1889) من أفضل الطرق لتمثيل منطقة التصرف غير المرّن للمادة. وتُعرف هذه النظرية بمعامل المرونة المماس tangent modulus theory التي تقوم على استبدال معامل المرونة المماسي ET بمعامل المرونة E في إجهاد أولر (العلاقة 3) عند أي نقطة من نقاط المنطقة غير المرنة لعلاقة الإجهاد - التشوه النسبي (الشكل 5) بحيث تصبح علاقة أولر كالتالي:

$$\sigma = \frac{\pi^2 E_T}{\lambda^2} \quad (7)$$

الجبيل وسعود

تدعيم الأعمدة الفولاذية عن طريق تقليل طولها الفعال باستخدام.....



الشكل (5) الإجهاد الحدي على التحنيب باستخدام نظرية معامل المرونة المماسي [3]

من المفيد ملاحظة أن الشكل (5) قد صنّف الأعمدة إلى ثلاثة أنواع:

- 1 - أعمدة قصيرة: لا يحدث فيها التحنيب، وإنما تنهار نتيجة وصول المادة إلى قدرة التحمل القصوى.
- 2 - أعمدة طويلة أو نحيلة: تنهار نتيجة التحنيب، في حين لا تزال المادة في المجال المرن.
- 3 - أعمدة متوسطة: تنهار نتيجة التحنيب مع وصول بعض أجزاء المقطع العرضي إلى مرحلة الخضوع.

درس بيرى Perry 1886م تأثير وجود تشوه ابتدائي e_0 في العمود على علاقة أولر (الشكل 6)، حيث تبين أن قدرة التحنيب تنخفض بازدياد نسبة خطأ الصنع إلى نسبة النحافة وفق العلاقة (8):

$$(\sigma_E - \sigma_c)(\sigma_y - \sigma_c) = \eta \sigma_E \sigma_c : \eta = \frac{e_0 z}{I^2} \quad (8)$$

حيث z : يمثل البعد بين المحور السليم neutral axis وأقصى ليف باتجاه التحنيب. r : نصف قطر العطالة باتجاه التحنيب.

قدم الكود البريطاني (BS5950-1:2000) علاقة مستتبطة من عدد كبير من التجارب الحقيقية لتقدير المعامل η بأخذ بالحسبان - إضافة إلى خطأ الصنع - تأثير الإجهادات المتبقية الناجمة عن عملية التصنيع، وشكل العنصر، وثخانة المادة، والمحور الذي سيحدث حوله التحنيب، بحيث يعطى η بالعلاقة التالية:

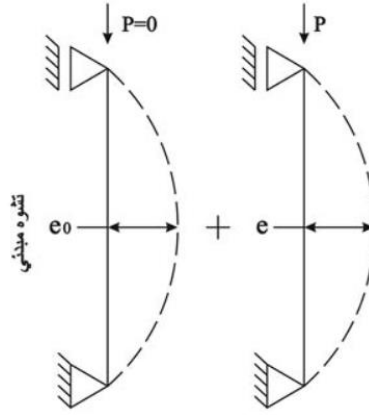
$$\eta = a(\lambda - \lambda_0) / 1000 \geq 0 \quad (9)$$

حيث a : ثابت روبرتسون. Robertson constant.

λ_0 : نسبة النحافة للأعمدة القصيرة التي لا يحدث عندها التحنيب:

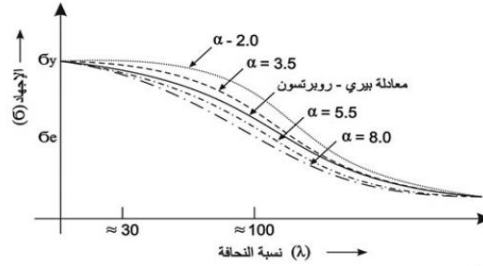
$$\lambda_0 = 0.2 \sqrt{\frac{\pi^2 E}{P_y}}$$

P_y : المقاومة التصميمية للمادة.



الشكل (6) العمود بتشوه مبدئي e_0 قبل بدء التحميل -P[3]

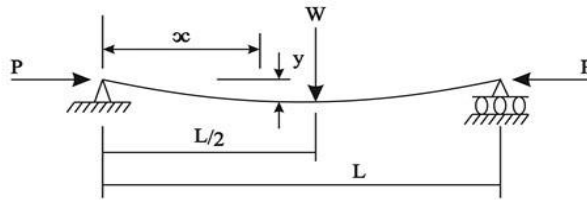
يبين الشكل (7) مقارنة علاقة Perry-Robertson بتلك الواردة في الكود البريطاني (BS5950-1:2000).



الشكل (7) علاقة Perry-Robertson مقارنة مع تلك الواردة في الكود البريطاني [3]

ب) تحنيب الأعمدة المعرضة لقوى جانبية أو حالة العمود الجائز: beam-column buckling [4].

يبين الشكل (8) حالة العمود الجائز حيث تسبب القوة الجانبية انتقالاً (y) يؤدي إلى خفض قدرة تحمل العمود على الضغط أو خفض قدرة التحنيب.



الشكل (8) حالة العمود المعرض لقوى جانبية [4]

يمكن استنتاج مقدار معامل التخفيض رياضياً وحالات تحميل مختلفة، إلا أنه يمكن استخدام معامل تضخيم amplification factor ليأخذ بالحسبان التأثير الذي تسببه القوى الجانبية، ويعطى هذا المعامل بالعلاقة التالية:

الجيل وسعود

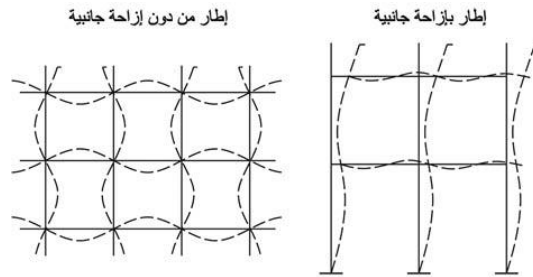
تدعيم الأعمدة الفولاذية عن طريق تقليل طولها الفعال باستخدام.....

$$A.F. = \frac{1}{\left(1 - \frac{P}{P_{cr}}\right)} \quad (10)$$

حيث: P قوة الضغط المطبقة على الجائز. Pcr القوة الحرجة للتحنيب.

ج) تحنيب أعمدة الإطارات المستوية columns buckling of plane frame: [5]

يمكن تصنيف الإطارات إلى إطارات لا تحدث فيها الإزاحة الجانبية non-sway frames ونتيجة وجود قيود جانبية، أو نوع الحملات، وإطارات بإزاحة جانبية sway frames، ويبين الشكل (9) تصرف الأعمدة في كلا النوعين.



الشكل 9، تصرف الأعمدة في الإطارات [5]

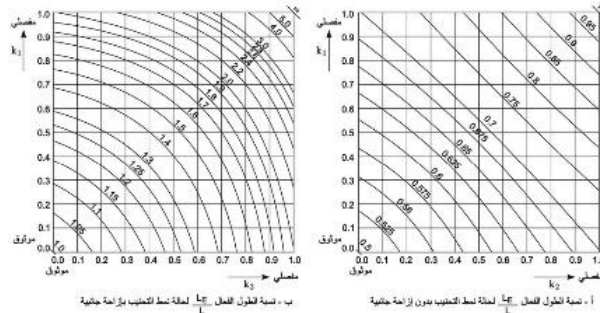
يمكن تحديد الطول الفعال للعمود LE في الإطار، ومن ثم حساب قدرة تحمله على التحنيب باستخدام العلاقة (11):

$$L_E = \alpha L \quad (11)$$

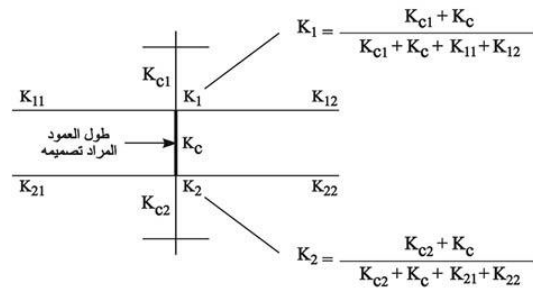
حيث: α معامل يحسب باستخدام المخططات في الشكل (10). L طول العمود المطلوب حساب قدرة التحنيب له.

يمثل المحوران الأفقي والعمودي في الشكل (10) قساوة الأعمدة عند كل عقدة منسوبة إلى قساوات جميع العناصر المتصلة بذات العقدة، كما في الشكل (11).

حيث K تمثل قساوة العمود أو الجائز حسب الحال.



الشكل (10) حساب نسبة الطول الفعال إلى طول العمود المدروس (LE/L) لحالتي الإطارات الممنوعة من الإزاحة وغير الممنوعة [5]



الدراسات المرجعية:

في دراسة تمت في الصين [6]، قام الباحثون بدراسة تأثير استخدام الرقبة البيتونية لتكوين اتصال بين عمود الجسر والأساس بغية تسريع زمن بناء الجسور مع بعض المزايا الإضافية من تحسين التوضع والتوجيه وخلق تسامح كبير في التشييد. دُرس واختُبر نوعان من الرقبات وأثرها على سلوك العمود والأساس وإيجاد الطريقة الأفضل لاستخدام الرقبة البيتونية. وبينت النتائج التجريبية أن وضع الرقبة البيتونية تلبي متطلبات التصميم، كما أكدت الدراسة أن تخشين سطح العمود عند نقاط اتصال الرقبة البيتونية مع العمود قبل صبها أفضل من وضع صفيحة فولاذية بالعمود عند نقطة الاتصال. طور الاختبار في هذه الدراسة للتحقق من صحة تصميم الاتصال المستخدم في مشروع مقاطعة آنهوي في الصين. نتائج الاختبارات:

- وجد الباحثون أن استخدام الرقبة البيتونية بكلتا الطريقتين تفي بمتطلبات حالة الخدمة، وتختلف عن بعضها في جوانب معينة خصوصاً في توزيع الضغط مكان الرقبة البيتونية.
- إن استخدام الرقبة البيتونية مع صفيحة فولاذية لا يؤمن ارتباطاً كاملاً بين الرقبة البيتونية والعمود ويؤدي تخشين السطح إلى تأمين قيد أفضل للعمود عن طريق الرقبة البيتونية.
- الإزاحة الجانبية عند أعلا العمود تكون أكبر في حال استخدام الصفيحة الفولاذية في مكان اتصال العمود بالرقبة البيتونية.

في دراسة أخرى [7]:

قام الباحثان بدراسة سلوك قبعات الأوتاد الخرسانية المسلحة بعد إضافة رقبات بيتونية في نقطة الاتصال مع الأعمدة. ركز في هذه البحث على طبيعة الاتصال بين العمود والرقبة البيتونية، حيث دُرس تأثير الرقبة البيتونية على مقاومة العمود من أجل رقبة بيتونية خارجية ومدمجة جزئياً ومدمجة ومقارنة النتائج بنموذج مرجعي لاتصال تام مباشر بين العمود وقبعة الأوتاد. سُميت النماذج الأربعة التي تم تحليلها M1 و M2 و M4 و M6 ، كما هو موضح في الجدول (1):

جدول خطأ! لا يوجد نص من النمط المعين في المستند -1، النماذج المختبرة

اسم النموذج	نموذج الرقبة البيتونية
M1	النموذج المرجعي
M2	خارجي
M4	مدمج جزئياً
M6	مدمج

الجبل وسعود

تدعيم الأعمدة الفولاذية عن طريق تقليل طولها الفعال باستخدام.....

- بينت النتائج التجريبية للنموذج M1 سلوكاً جسيماً لقبعة الأوتاد، وسُجلت لا مركزية في تطبيق الحمولة على العمود مقدارها 1.65 سم، ويعتبر وصول قضبان التسليح الرئيسية في منطقة اتصال العمود مع قبعة الأوتاد إلى حد السيلان السبب الرئيسي في الضرر الحاصل.

الحد الأقصى للحمل المسجل لهذا النموذج (M1) 756 كيلو نيوتن، وهو أعلى من الحمل المحسوب في النموذج النظري المستخدم في التصميم.

- أظهر النموذج M2 لامركزية صغيرة في الحمل المطبق على العمود مقداره 1.38 سم، وكان سبب انهيار النموذج وصول الإجهادات في جميع قضبان التسليح الرئيسية الموجودة في وسط قبعة الأوتاد إلى حد السيلان.

الحد الأقصى للحمل المسجل لهذا النموذج (M2) 772 كيلو نيوتن، وهو أعلى من الحمل المحسوب في النموذج النظري المستخدم في التصميم.

- سجل النموذج M4 لامركزية صغيرة في الحمل المطبق على العمود مقداره 1.17 سم، وكان سبب انهيار النموذج وصول الإجهادات في جميع قضبان التسليح الرئيسية الموجودة في وسط قبعة الأوتاد إلى حد السيلان، مترافقاً بتمزق قبعة الأوتاد.

الحد الأقصى للحمل المسجل لهذا النموذج (M4) 563 كيلو نيوتن، وهو أعلى من الحمل المحسوب في النموذج النظري المستخدم في التصميم.

- سجل النموذج M6 لامركزية صغيرة في الحمل المطبق على العمود مقداره 0.09 سم، وكان سبب انهيار النموذج وصول الإجهادات في قضبان التسليح الرئيسية الموجودة في وسط قبعة الأوتاد إلى حد السيلان، ولم يحدث أية تمزق للخرسانة في قبعة الأوتاد.

الحد الأقصى للحمل المسجل لهذا النموذج (M6) 359 كيلو نيوتن، وهو مشابه للحمل المحسوب في النموذج النظري المستخدم في التصميم.

في دراسة أخرى [8]:

قام الباحثان بدراسة نماذج التصميم المختلفة للرقبة البيتونية، مع أخذ بعض المعايير المهمة بعين الاعتبار، وهي معيار ارتفاع الرقبة البيتونية، ومعيار الاحتكاك بين الرقبة البيتونية والعمود.

حيث وجدت الدراسة أن ارتفاع الرقبة البيتونية يلعب دوراً مهماً في التصميم، وأن معيار الاحتكاك مهم جداً نتيجة دوره في انتقال الحمولات بين العمود والرقبة البيتونية، وأنه لا بد من زيادة مواصفات البيتون المستخدم في الرقبة كلما زاد الاحتكاك بين العمود والرقبة، وبشكل خاص في حالة تعرض العمود إلى لا مركزية في الحمل، نتيجة الإجهادات الكبيرة المنقولة للرقبة البيتونية في هذه الحالة.

في دراسة أخرى [9]:

قام الباحثون بمقارنة النتائج التجريبية والنظرية لطريقة تصميم قواعد الأعمدة المسبقة الصنع بإضافة الرقبة البيتونية، والتركيز على الإجهادات التي تتعرض لها الرقبة البيتونية بحالتين مع إهمال الاحتكاك بين الرقبة البيتونية والعمود، وبوجود الاحتكاك. تمت الدراسة تحت تأثير الحمولة الطبيعية مع لامركزية كبيرة.

تدعيم الأعمدة الفولاذية عن طريق تقليل طولها الفعال باستخدام.....
الجبل وسعود
بينت الدراسة أن الإجهاد المتشكل في الرقبة البيتونية يزداد بازدياد الاحتكاك، وتكون الدراسة النظرية قريبة من النتائج التجريبية في هذه الحالة، كما زادت قدرة تحمل الجملة المدروسة بنسبة 3% بعد إضافة الرقبة البيتونية المقترحة.

منهج البحث وإجراءاته:

أتبعت منهجية علمية تطبيقية من أجل معرفة تأثير إضافة رقبة بيتونية إلى عمود فولاذي طويل معرض لضغط محوري، حيث دُرِس في هذا البحث تأثير إضافة رقبة بيتونية مسلحة بتسليح إنشائي فقط، بارتفاع أصغري مساوٍ 50 سم وأعظمي مقداره 250 سم، بتزايد مقداره 20 سم، إلى نموذجي عمود فولاذي، الأول موثوق من الأسفل وحر من الأعلى، والثاني متمفصل الطرفين. تراوحت حدود الأبعاد الأفقية للرقبات البيتونية المدروسة في هذا البحث من 50*50 سم إلى 200*200 سم، بتزايد مقداره 50 سم. اعتمد في الدراسة على برنامج MIDAS Gen حيث دُرِس في البداية نمودجا العمود الفولاذي دون وجود الرقبة البيتونية، وغيّرت النتائج بالعلاقات النظرية المعروفة، ثم دُرِس أثر إضافة رقبة بيتونية بأبعاد مختلفة إلى نموذجي العمود الفولاذي المدروسين.

مواصفات المواد والعناصر المستخدمة في النمذجة:

أعتمد في البحث على برنامج MIDAS Gen حيث نُمدج ودُرِس العمود مع وبدون وجود الرقبة البيتونية.
دُرِس نمودجان من العمود الفولاذي بحسب شروط الاستناد.

عمود فولاذي

موثوق عند القاعدة وحر من الأعلى بارتفاع 5m، بالتالي الطول الفعال

$$L = 5 * 2 = 10m$$

عمود فولاذي

متمفصل من الطرفين بارتفاع 10m، وبالتالي الطول الفعال $L = 10 * 1 = 10m$

الغاية من اختيار هذين النموذجين هي الحصول على طول فعال واحد يمكننا من المقارنة بين نتائج النموذجين.
مقطع العمود المستخدم في النموذجين UC 305x305x97، والفولاذ المستخدم هو S355، بالمواصفات التالية:

معامل يونغ

$$E = 2.1 * 10^8 KN/m^2 .$$

معامل

$$\vartheta = 0.3$$

نسبة التخميد

$$.0.02$$

تمت نمذجة رقبة بيتونية بارتفاعات مختلفة، ودرس تأثير إضافة هذه الرقبة على كل نموذج من النموذجين السابقين.
مواصفات البيتون المستخدم في الرقبة هو على النحو التالي:

الخرسانة

المستخدمة C25.

معامل يونغ

$$E_c = 2.24 \frac{KN}{m^2}$$

تدعيم الأعمدة الفولاذية عن طريق تقليل طولها الفعال باستخدام.....

الجبل وسعود

معامل

بواسون للخرسانة المستخدمة $\nu_c = 0.2$

المعامل

الحراري $5.56 * 10^{-6}$

نسبة التخمين

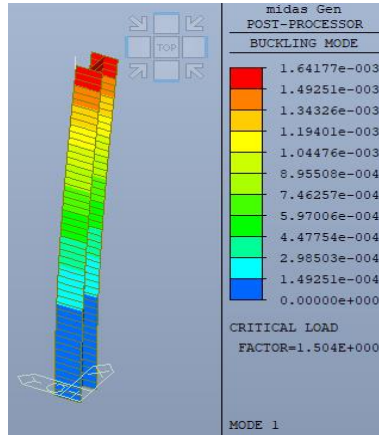
0.05%

أخضع العمود لحمولة ناظرية في الأعلى، وتمت دراسة سلوك العمود تحت تأثير هذه الحمولة، و قدرة تحمله كنسبة منها، ثم درس تأثير وجود الرقبة البيتونية على مقاومة العمود وطوله الفعال.

نمذجة وتحليل العمود الفولاذي بدون وجود الرقبة البيتونية.

العمود الفولاذي الموثوق من الأسفل والحر من الأعلى:

دُرست خمسة أنماط من التحنيب وتبين أن الأخطر هو تحنيب العمود حول المحول الضعيف، حيث كانت قدرة تحمل العمود في هذا النمط وفق نتائج التحليل 1504 KN.



الشكل (12) نتائج تحليل النمط الأول من التحنيب في حالة العمود الموثوق من الأسفل والحر من الأعلى

بدراسة الأنماط الخمسة للتحنيب تبين أن النمط الأول هو الأخطر، ومن خلال تحليل نتائج هذا النمط وجد أن قدرة تحمل العمود هي 1504 KN وهذه القوة متوافقة مع قيمة حمولة أولر المحسوبة وفق الشروط الحدية آفة الذكر.

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2} = \frac{\pi^2 * 210000 * 72720000}{(2 * 5000)^2} = 1507 KN$$

حيث:

P_e : حمولة أولر KN.

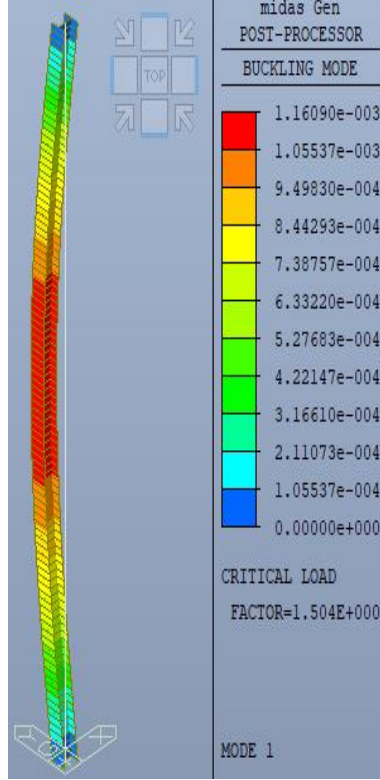
E: معامل يونغ . $E = 2.1 * 10^8 KN/m^2$

I: عزم العطالة m^4 .

L_e : الطول الفعال للعمود m.

العمود الفولاذي المتمفصل من الطرفين:

تدعيم الأعمدة الفولاذية عن طريق تقليل طولها الفعال باستخدام.....
 أيضاً دُرست خمسة أنماط من التحنيط وتبين أن النمط الأخطر هو تحنيط العمود حول المحول الضعيف، حيث كانت قدرة تحمل
 العمود في هذا النمط وفق نتائج التحليل 1504 KN.



الشكل(13)نتائج تحليل النمط الأول من التحنيط في حالة العمود المتمفصل الطرفين

بدراسة خمسة أنماط من التحنيط في هذه الحالة، تبين أيضاً أن النمط الأول هو الأخطر، ومن خلال تحليل نتائج هذا النمط وجد أن قدرة تحمل العمود هي 1504 KN وهذه القوة متوافقة مع قيمة حمولة أولر المحسوبة وفق الشروط الحدية آفة الذكر.

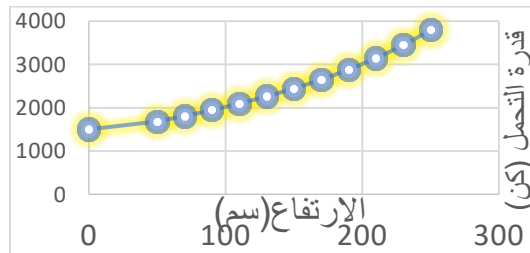
$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2} = \frac{\pi^2 * 210000 * 72720000}{(10000)^2} = 1507 KN$$

نمذجة وتحليل العمود الفولاذي بعد إضافة الرقبة البيتونية المسلحة:

أضيفت الرقبة البيتونية بارتفاعات مختلفة للنموذجين المدروسين وتحليل نتائج إضافة هذه الرقبة للنموذجين المعتبرين، وكانت

النتائج على النحو التالي:

العمود الفولاذي الموثوق من الأسفل والحر من الأعلى:



الجبل وسعود

تدعيم الأعمدة الفولاذية عن طريق تقليل طولها الفعال باستخدام.....

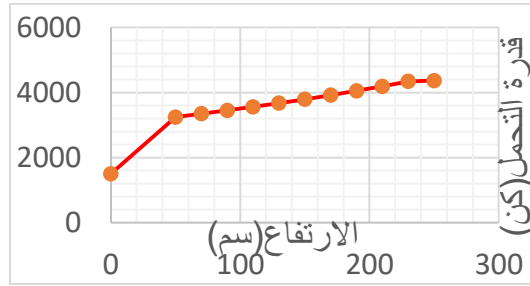
الشكل (14) مخطط العلاقة بين ارتفاع الرقبة البيتونية وقدرة تحمل العمود الفولاذي الموثوق من الأسفل والحر من الأعلى

نستنتج من الشكل 14 أنه ومع زيادة ارتفاع الرقبة البيتونية حتى ارتفاع 250 cm لنموذج العمود الفولاذي الموثوق من الأسفل والحر من الأعلى، لم نتمكن من تغيير نمط انهيار العمود من انهيار بسبب التحنيط إلى انهيار على قدرة تحمل المادة، الذي يحدث عند تعرض العمود إلى قوة مساوية لـ

$$P = A * F_y = 12300 * 355 = 4366500 N = 4366.5 KN$$

كما يتبين من المخطط أن إضافة الرقبة البيتونية للعمود الفولاذي الموثوق من الأسفل والحر من الأعلى يؤدي إلى زيادة قدرة تحمل العمود الفولاذي بشكل شبه خطي، ويعود ذلك إلى الشروط الحدية البدائية والنهائية مع وبدون وجود الرقبة البيتونية حول العمود الفولاذي، حيث أن العمود الفولاذي موثوق من الأسفل قبل إضافة الرقبة البيتونية، وكان للرقبة البيتونية دور التقييد الجزئي، وكان قديماً تماماً تشكل على ارتفاع ما من الرقبة البيتونية بعد إضافتها، تسبب في تقليل الطول الفعال بمقدار شبه خطي مع ارتفاع الرقبة البيتونية.

العمود الفولاذي المتمفصل من الطرفين:



الشكل (15) مخطط العلاقة بين ارتفاع الرقبة البيتونية وقدرة تحمل العمود الفولاذي المتمفصل من الطرفين

نستنتج من الشكل 15 أن إضافة رقبة بيتونية في الجزء السفلي من العمود الفولاذي المتمفصل من الطرفين، يؤدي إلى زيادة كبيرة في قدرة تحمل العمود الفولاذي على الضغط، وتزداد قدرة التحمل للعمود الفولاذي مع ازدياد ارتفاع الرقبة البيتونية حتى الوصول إلى ارتفاع 230 cm حيث تصبح مقاومة العمود الفولاذي قريبة من القيمة

$$P = A * F_y = 12300 * 355 = 4366500 N = 4366.5 KN$$

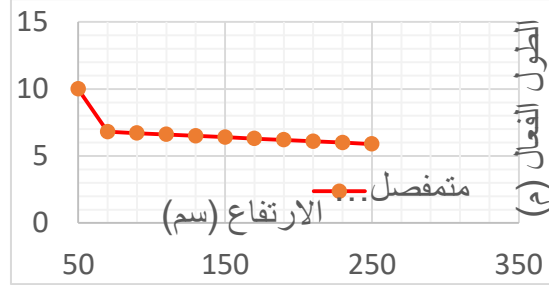
أي أنه وبعد هذا الارتفاع للرقبة البيتونية يصبح الحاكم في انهيار العمود هو قدرة تحمل المادة وليس التحنيط (الانتقال من عمود طويل إلى قصير).

تعود هذه الزيادة في قدرة التحمل إلى الشروط الحدية البدائية والنهائية مع وبدون وجود الرقبة البيتونية حول العمود الفولاذي، حيث إن العمود الفولاذي متمفصل من الطرفين قبل إضافة الرقبة البيتونية، وتسببت الرقبة البيتونية عند إضافتها بتغيير مفاجئ للشروط الحدية أسفل العمود الفولاذي، حيث تحول التقييد أسفل العمود الفولاذي من مفصل إلى وثاقة جزئية، ثم بعد ذلك تحولت العلاقة بين ارتفاع الرقبة البيتونية وقدرة تحمل العمود الفولاذي إلى علاقة أشبه بالخطية حتى ارتفاع 230 cm للرقبة البيتونية، الذي يعتبر ارتفاع توازني لا فائدة من زيادة ارتفاع الرقبة البيتونية بعده، بسبب تحول نمط الانهيار للعمود الفولاذي من انهيار على التحنيط إلى انهيار على قدرة تحمل مادة الفولاذ على الضغط.

الجبل وسعود

تدعيم الأعمدة الفولاذية عن طريق تقليل طولها الفعال باستخدام.....

ما يحصل فعلياً في العمود الفولاذي بعد إضافة الرقبة البيتونية له، هو انخفاض في الطول الفعال وبالتالي التحول التدريجي من عمود طويل ينهار على التحنيب إلى عمود قصير ينهار على قدرة تحمل مادة الفولاذ على الضغط، ويوضح المخطط (الشكل 16) التالي العلاقة بين ارتفاع الرقبة البيتونية والطول الفعال للعمود الفولاذي



الشكل (16) مخطط العلاقة بين ارتفاع الرقبة البيتونية والطول الفعال للعمود الفولاذي المتمفصل من الطرفين

يتضح من المخطط أن إضافة الرقبة البيتونية للعمود الفولاذي المتمفصل من الطرفين يسبب هبوط حاد مفاجئ في الطول الفعال، ويعود ذلك كما ذكرنا آنفاً إلى تغير الشروط الحدية بعد إضافة الرقبة البيتونية، ثم ينخفض الطول الفعال بشكل تدريجي بعد ذلك مع زيادة ارتفاع الرقبة البيتونية.

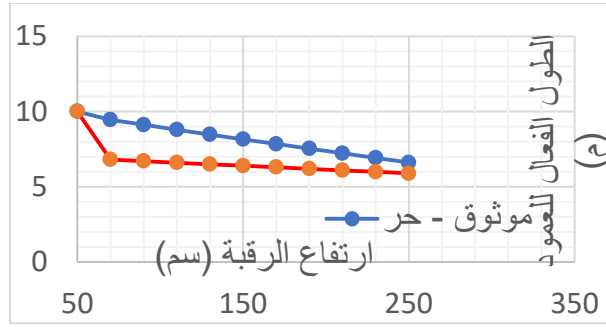
مقارنة تأثير إضافة الرقبة البيتونية على نمودجي العمود الفولاذي:

يوضح الجدول التالي تأثير إضافة رقبة بيتونية على الطول الفعال لنمودجي العمود الفولاذي المدروسين.

الجدول (2) تأثير إضافة الرقبة البيتونية بارتفاعات مختلفة على نمودجي العمود الفولاذي

الطول الفعال (m)		قدره تحمل العمود (KN)		ارتفاع الرقبة (Cm)
متمفصل الطرفين	موثوق-حر	متمفصل الطرفين	موثوق-حر	
10.00	10.00	1504	1504	0
6.81	9.46	3245	1684	50
6.70	9.12	3350	1810	70
6.60	8.79	3454	1949	90
6.50	8.47	3562	2099	110
6.40	8.16	3675	2263	130
6.30	7.85	3793	2446	150
6.20	7.54	3918	2650	170
6.10	7.23	4051	2880	190
5.99	6.92	4193	3144	210
5.89	6.61	4344	3445	230
5.87	6.30	4366	3793	250

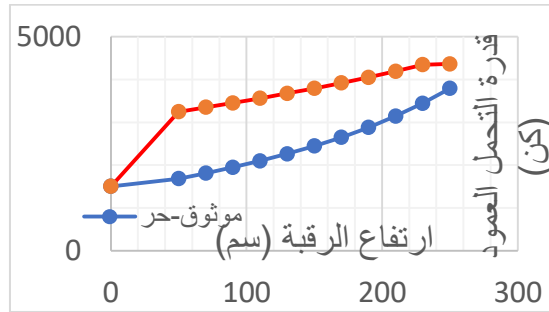
يتبين من المخطط أن تأثير إضافة الرقبة البيتونية على الطول الفعال للعمود الفولاذي المتمفصل من الطرفين أكبر من تأثيرها على الطول الفعال للعمود الفولاذي الموثوق من الأسفل والحر من الأعلى، حيث كان التأثير شبه خطي في حالة موثوق-حر، بينما كان التأثير على الطول الفعال شديداً في بداية إضافة الرقبة البيتونية على نمودج متمفصل الطرفين ثم تحول إلى شبه خطي، ويمكن توضيح ذلك في الشكل (17).



الشكل (17) مخطط العلاقة بين ارتفاع الرقبة البيتونية والطول الفعال لنموذجي العمود الفولاذي المدروسين

نلاحظ من الشكل (17) وجود تباين في تأثير إضافة الرقبة البيتونية على طول الفعال لنموذجي العمود الفولاذي المدروسين، وينخفض التباين في الأثر مع زيادة ارتفاع الرقبة البيتونية، ويعود ذلك إلى التغير الحاصل في الشروط الحدية لنموذج العمود الفولاذي المتمفصل من الطرفين بعد إضافة الرقبة البيتونية.

كما يوضح الشكل (18) العلاقة بين ارتفاع الرقبة البيتونية وقدرة تحمل نموذجي العمود الفولاذي المدروسين على الضغط.



الشكل (18) مخطط العلاقة بين ارتفاع الرقبة البيتونية وقدرة التحمل لنموذجي العمود الفولاذي المدروس

يتبين الشكل (18) أن استخدام الرقبة البيتونية أكثر جدوى في حال العمود الفولاذي المتمفصل الطرفين، حيث يدل التسطح الحاصل في نهاية المنحني إلى تحول نمط الانهيار من انهيار على التحنيب، إلى انهيار على قدرة تحمل مادة الفولاذ للضغط المطبق عليها.

قساوة مقطع العمود بعد إضافة الرقبة البيتونية:

يكمّن دور الرقبة البيتونية بتقليل الطول الفعال للعمود الفولاذي ولا بد من توفر عتالة كافية للرقبة البيتونية المضافة للعمود الفولاذي حتى تتمكن من القيام بدورها وتشكيل القيد المطلوب بالشكل الأمثل.

ويمكن حساب قساوة مقطع العمود مكان وجود الرقبة البيتونية بالعلاقة التالية:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} \cdot I_c$$

حيث:

I_a : عزم عتالة مقطع العمود حول المحور المدروس.

I_s : عزم عتالة فولاذ التسليح حول المحور المدروس.

I_c : عزم عتالة مقطع الرقبة البيتونية حول المحور المدروس.

تدعيم الأعمدة الفولاذية عن طريق تقليل طولها الفعال باستخدام.....

الجبل وسعود

الخاتمة:

بينت الدراسة أن إضافة الرقبة البيتونية إلى الجزء السفلي من العمود الفولاذي المعرض للتحنيب الكلي طريقة عملية ناجعة في زيادة قدرة تحمل هذا العمود على الضغط المطبق، وذلك بسبب دورها في تخفيف الطول الفعال للعمود. كما تبين أن تأثير الرقبة البيتونية على زيادة قدرة التحمل يختلف باختلاف الشروط الحدية البدائية للعمود المضافة إليه، وارتفاع الرقبة البيتونية المضافة.

التمويل: هذا البحث ممول من جامعة دمشق
وفق رقم التمويل (501100020595).

References:

- [1] Johnston, B. G. (1983). Column buckling theory: historic highlights. *Journal of Structural Engineering*, 109(9), 2086-2096.
- [2] PARIS, P. C. (1954). Limit design of columns. *Journal of the Aeronautical sciences*, 21(1), 43-49.
- [3] Ziegler, H. (2013). *Principles of structural stability* (Vol. 35). Birkhäuser.
- [4] Szalai, J. (2017). Complete generalization of the Ayrton-Perry formula for beam-column buckling problems. *Engineering Structures*, 153, 205-223.
- [5] Standard, B. (2002). *Structural use of steelwork in building*. United Kingdom: Sheffield University.
- [6] Ma, H., Lai, M., Shi, X., Cao, Z., & Zhou, J. (2021). Experimental and numerical study on column-foundation connection through external socket. *Journal of Civil Engineering and Management*, 27(3), 162-174.
- [7] Barros, R., & Giongo, J. S. (2013). Experimental study of reinforced concrete pile caps with external, embedded and partially embedded socket with smooth interface. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 6, 737-750.
- [8] Canha, R. M. F., & El Debs, M. K. (2006). Critical analysis of models and recommendations for designing column-base connection by socket of precast concrete structures. *IBRACON Structural Journal*, 2(2), 116-136.
- [9] CAMPOS, G., CANHA, R., & EL DEBS, M. K. (2011). Design of precast columns bases embedded in socket foundations with smooth interfaces Projeto da base de pilares pré-moldados embutidos em cálices de fundação com interfaces lisas.
- [10] NOVICK, S. (1946). *STABILITY IN PARTIAL FULFILMENT OF THE ELEMENTS OF THE DEGREE OF MASTER OF CIVIL ENGINEERING AT THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF BHOOKLİN.*