مجلة جامعة دمشق لبحوث الزلازل والكوارث
المجلد 1 العدد(2) – 2024: 34-48

Damascus University Journal of Earthquake and Disaster Research
Vo 1 number (2) -2024: 34-14

نسبة مساهمة الإطارات العزمية من القص القاعدي للجمل الثنائية جدران قص – إطارات بناءً على التصميم الأمثل للأبنية الخرسانية المسلحة المقاومة للزلازل

أحمد محمود كوكش*[1] منير الأطرش[2] أمجد الحلواني[3]

[1]*. مرشح للدكتوراه طالب دراسات عليا، مهندس، قسم الهندسة الإنشائية الزلزالية، المعهد العالي للبحوث والدراسات الزلزالية، جامعة دمشق. ahmad.koukash@damascusuniversity.edy.sy

[2]. أستاذ، دكتور في قسم الهندسة الإنشائية، كلية الهندسة المدنية، جامعة دمشق.
m.alatrash@damascusuniversity.edu.dy

[3]. مدرس، دكتور في قسم الهندسة الإنشائية الزلزالية، المعهد العالي للبحوث والدراسات الزلزالية، جامعة دمشق.
a.helwani@damascusuniversity.edu.sy

تاريخ الإيداع: 2023/8/3
تاريخ القبول: 2023/10/16

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

الملخص:

تعتبر الجمل الثنائية جدران قص – إطارت ذات كفاءة عالية في مقاومة الزلازل للأبنية العالية من ناحية المطاوعة تحت تأثير الزلازل التصميمية. نصت الكودات على أن يكون هناك نسبة مساهمة في القص القاعدي التصميمي للجزء الإطاري من هذه الجملة الثنائية لا تقل عن 25% بدون تحديد نسبة معينة. في هذا البحث تم استخدام خوارزمية أمثلة تعتمد على تابع كلفة الهيكل الإنشائي كهدف لعملية التصميم الأمثل بالوصول إلى الكلفة الأقل مع تحقيق جميع الشروط التصميمية . بعده يمكن العودة إلى استخلاص نسبة الإطارات المساهمة في مقاومة القص القاعدي للمساقط المختلفة التي تمت أمثلتها وهو الهدف المنشود. أي عند تحقيق الإقتصادية المثلى في التصميم ماذا سيعكس ذلك على نسبة المساهمة في مقاوم القص القاعدي بين الإطارات وجدران القص في الجملة الثنائية. من أجل تحقيق ذلك استخدم في عملية التصميم الأمثل خوارزمية Nelder-Mead. وتم استخدام برنامج Abaqus في التحليل الديناميكي اللاخطي للنماذج التي تعرضت إلى تحريض قاعدي بتسارعات زلزالية تصميمية مناسبة. تم توليد برامترات التصميم للنموذج التي هي أبعاد المقاطع في كل دورة من دورات الأمثلة المتتالية حيث تشمل كل دورة التحليل وتقييم النتائج ومن ثم اتخاذ القرار لمتابعة توليد البرامترات وإعادة التحليل وتقييم النتائج أو التوقف عند الوصول إلى التصميم ذو الكلفة الأقل والذي يحقق كافة الإشتراطات الموضوعة للتصميم. بعد التعامل وفق هذه الطريقة مع ثلاثة نماذج مختلفة أحدها ذو نواة مركزية فقط وأخرين ذوي تناظر كامل بالنسبة للمحورين x و y بينت النتائج أنه لايوجد نسبة محددة يمكنها التعبير مبدئياً عن الجملة الثنائية الأوفر كلفة. أي أن هذه النسبة قد تختلف بشكل جوهري مع اختلاف ترتيب الإطارات والجدران في المسقط الأفقي للطابق ضمن النموذج.

الكلمات المفتاحية: الجمل الثنائية – نسبة مساهمة الإطارات – القص القاعدي – التحليل الديناميكي اللاخطي – تحريض زلزالي – أمثلة التصميم الإنشائي – Nelder-Meadalgorithm.

Participation Ratio of Frames in Design Base Shear of Dual Shear Wall-Frames Systems According to Optimal Design of the Seismic Resistant R\C Buildings

Ahmad MAHMOUD Koukash*[1] Muneer Alatrash[2] Amjad Al Helwani[3]

*[1.] PhD candidate, Seismic Structural Engineering Department, Higher Institute of Earthquake Studies and Research, Damascus University. ahmad.koukah@damascusuniversity.edu.sy

[2]. Professor Structural Engineering Department, Faculty of Civil Engineering, Damascus University. m.alatrash@damascusuniversity.edu.sy

[3.] Associate Professor, Dr, Seismic Structural Engineering Department, Higher Institute of Earthquake Studies and Research, Damascus University. a.helwani@damascusuniversity.edu.sy

Received: 3/8/2023
Accepted: 16/10/2023

Copyright: Damascus University- Syria, The authors retain the copyright under a

CC BY- NC-SA

Abstract:

Dual shear walls-frames system is considered one of the most efficient sytems to resist earthquake in high-rise buildings. Design codes dictates that a minimum of 25% of design base shear forces should be resisted by frames part only without giving a specific ratio. In this research an optimization algorithm that applies cost as an objective function, has been used to optimally design the structure of high rise buildings. That is to reach the minimum cost required with all design constraints fulfilled. After that the participation ratio of the frame part can be calculated. For this purpose an algorithm named after Nelder-Mead that applies simplex method was used in conjunction with Abaqus software to search for the least cost design. Abaqus's models were analyzed during optimization process for hundred of times through time-history nonlinear dynamic analysis under base excitation that applies design earthquake acceleration records. The parametric model built on Abaqus was interconnected with the algorithm to be analyzed several hundred of times reaching the optimum design of this model. After processing three models in the same manner, one with central core and excitation about the weak direction of the model. And two with full symmetry about x and y axis. The results concluded that there is no specific ratio or range that result in cost effective dual system. But rather the participation ratio might change significantly with a minimum replacement of the shear walls in plan.

Key words: Dual Systems – Frames shear resistance ratio – base shear – Dynamic nonlinear analysis – Earthquake Excitation – Design Optimization –Optimizing Algorithm

المقدمة:

تتميز الأبنية المقاومة للزلازل بقدرتها على استيعاب الطاقة الزلزالية الناتجة فيها عن زلازل تصميمية كبيرة من دون إنهيار أو حتى دون أضرار بالغة قد تصيب الهيكل الإنشائي. وتتميز الجمل الثنائية جدران قص – إطارات بقدرتها على التخفيف من التشوهات الجانبية إلى حد أدنى بسبب التفاعل المشترك بين الجدران والإطارات تحت تأثير الحمولات الأفقية. ذلك أنها تتميز بتشوه متباين بين الجزء الإطاري (تشوه قصي) والجداري (تشوه ظفري) على كامل ارتفاع المبنى. فالجدران تتميز بالسلوك التشوهي العزمي الذي يمثله تشوه ظفر موثوق إلى الأرض حيث تكون التشوهات قليلة جداً عند الوثاقة (الأرض) ما تلبث إلى أن تزداد بشكل مضطرد مع الإرتفاع بسبب شكل التشوه العزمي للظفر. من جهة أخرى فإن الإطارات تمتلك مرونة عالية تجعل من تشوهها عند مكان الوثاقة كبير نسبياً ما يلبث أن يتضائل هذا التشوه مع الإرتفاع بحيث يمكن القول بأن المباني العالية الإطارية تتميز بضآلة التشوه الجانبي فيها عند الطوابق العليا .Al Agha, W.et.al (2021).

قام الباحث Mehdipanah, A., et.al (2022) بتقييم السلوك المطاوع وميكانيكة الإنهيار في العناصر الإطارية للمباني ذات الجمل الثنائية وأعطى بعض المقترحات بخصوص تعديل عوامل الإستجابة واقترح الطرق الأفضل للتحليل. أيضاً قام الباحث .Katrangi, M. (2022) بدراسة تأثير التفاعل المشترك بين التربة والمنشأ على تغير مواصفات الديناميكية للمنشآت ذات الجمل الثنائية. بدوره قام Bagani, M. G (2022) بإجراء مقارنة هندسية – اقتصادية بين المباني المنخفضة والمباني العالية ذات الجمل الثنائية بعد التعرض لزلازل تخريبية. قام أيضاً Sigmund, V., et.al (2008) ومن بعده Wiyono, D. R., et.al. (2020) بدراسة عدة نماذج للأبنية لمعرفة نسب توزع قوى القص القاعدي بين العناصر المختلفة.

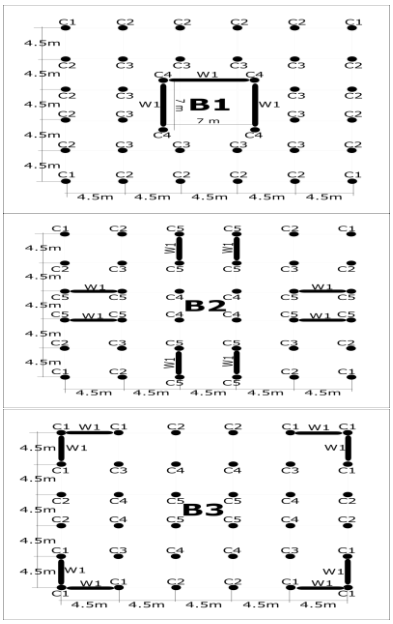
من الدراسات السابقة نجد أن ما يميز الجمل الثنائية هو نسبة المساهمة للإطارات في مقاومة القوى القاصة الأفقية (الزلزالية) والتي تحددها الكودات بنسبة لا تقل عن 25% ASCE 7-22 (2022) وإعطاء حد أدنى لها يترك المجال مفتوحاً أمام البحث عن النسبة التي إن طبقت فمن الممكن أن يكون البناء أكثر اقتصادية من ناحية كلفة العناصر التي تقاوم القوى الزلزالية (إطارات + جدران قص) والموافق لتوزع معين لهذه العناصر في المسقط الأفقي. من أجل الوصول إلى هذه الغاية اتخذت في هذه الدراسة خوارزمية أمثلة للبحث عن هذه النسبة عن طريق تصميم مقاطع العناصر بشكل أمثلي من خلال هذه الخوارزمية مع اتباع أسلوب التحليل الديناميكي اللاخطي حيث يعتبر التصميم الديناميكي اللاخطي للأبنية العالية المقاومة للزلازل من أدق أنواع التحاليل في التصميم الزلزالي إلا أن طبيعة الحل وبالتالي الحصول على النتائج يتطلب زمن تحليل طويل نسبياً لإنجاز المطلوب T.K. Datta (2010)، Malhotra, P. K. (2021) وعادة ما تكون المسألة التصميمية هي مسألة تكرار التحليل لعدة مرات من أجل جعل التصميم إقتصادياً بمقاطع تحقق المطلوب من المقاومة مع تقليل فائض المقاومة منها لتحقيق إقتصادية التصميم.

إن الحل الإقتصادي الأمثل في تصميم المباني العالية المقاومة للزلازل يمكن أن يتحقق عن طريق توظيف خوارزميات رياضية تبحث عن أفضل قيمة للمتحولات التصميمية تحقق الإقتصادية من جهة وبعدد دورات تحليل أقل ما يمكن من جهة أخرى. لذلك اقترح Saka (1992) تصميم أمثل لمنشآت متعددة الطوابق ذات جدران قص ، استخدمت خوارزمية تعتمد الإنتقالات ، القوى المحورية القصوى ، وعزوم الإنعطاف القصوى ، ومحددات الأبعاد المتبعة للمقاطع في

هذا التصميم. أما Fadaee and Grierson (1998) فقد أنجزا تصميم أمثل لمبنى ثلاثي البعد من البيتون المسلح فيه جدران قص. أيضا قام Camp et.al (2003) بتطوير إجراء يستخدم الخوارزمية الجينية Genetic Algorithm في تصميم إطارات بيتون مسلح و الهدف كان تصغير كلف البناء والمواد المستخدمة في المنشأ بعد إخضاعه إلى كافة المتطلبات الموصوفة من قبل ACI Code. بينما قام Lee and Ahn (2003) بتوظيف قواعد بيانات للجوائز والأعمدة في تصميم إطارات بيتونية عن طريق الخوارزمية الجينية. قام Kwak and Kim (2008) بتحقيق تصميم أمثل لإطارت سطحية من البيتون المسلح استناداً إلى قاعدة بيانات معدة مسبقاً للمقاطع. من جهة أخرى قام Zou and Chan (2005) بإجراء تقنية إعادة تقييم لأحجام المقاطع بشكل أمثلي لبناء بيتون مسلح تحت تأثير تحميل ديناميكي. أما Kaveh and Sabzi (2011) فقد قاموا بإجراء دراسة مقارنة بين خوارزميتي تجريب – تصحيح (meta-heuristic) إحداهما تسمى heuristic big bang-big crunch والثانية تسمى heuristic particle swarm ant colony optimization لتصميم إطارات بيتونية مسلحة بناء على شروط الكود ACI 318-08. أيضاً قدم Kaveh and Zakian (2012) مسألة أمثلة للتصميم المبنى على الأداء الزلزالي للمنشآت التي تعتمد على جدران القص عن طريق خوارزمية تدعى Charged System Search algorithm. أيضا قام Kaveh and Zakian (2014) بتصميم منشآت ثنائية جدران قص – إطارات بشكل أمثل عن طريق نفس الخوارزمية السابقة CSS algorithm (meta-heuristic optimizer) وظفت لاختيار الجوائز ، الأعمدة ، جدران القص من ضمن قاعدة بيانات أنشئت سلفاً ضمن شروط الكود ACI. ومن جانب آخر يمكن الإستفادة قدر الإمكان من جوانب النمذجة المبسطة ، التي تعكس الحالة الواقعية بشكل مبسط من أجل توفير الوقت المبذول في تحليل جوانب معقدة لا تغني البحث مقابل بدائل اقتصادية في النمذجة تعطي نتائجاً لا تقل دقة عن النمذجة التفصيلية فيما لو تم اللجوء إليها.

النماذج المعتمدة وطريقة النمذجة والحساب:

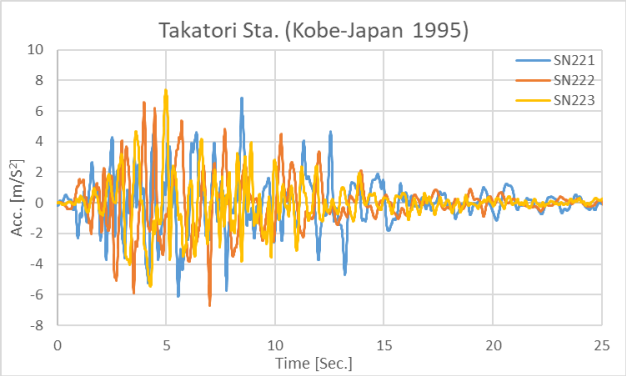
تم اعتماد ثلاثة مساقط أفقية لأبنية ذات ارتفاع 20 طابقاً بارتفاع طابقي 3.5m ثابت لجميع الطوابق لكل منها حيث تختلف هذه المساقط فيما بينها بتوزع الجدران ضمن المسقط إضافة إلى مواصفات مقاطع الأعمدة والجدران بالطبع. المسقط الأول B1 اعتمد فيه أسلوب النواة المركزية في البناء والتي غالباً ما تكون مرغوبة في الأبنية العالية التي تتركز فيها الخدمات من مصاعد وأدراج ومناور في نواة البناء بعيداً عن واجهاته الخارجية. ثم المسقط B2 والذي أضيفت إليه جدران القص بحيث تمتد بشكل شعاعي مع مركز الطابق ومتعامد مع الواجهات. أما المسقط B3 فقد توضعت الجدران فيه بحيث تعطي مقاومة مثلى للفتل الطابقي إن حدث حيث ذراع القوة المقاومة للفتل لكل الجدار تكون أكبر ما يمكن قياساً مع مركز صلابة الطابق. سماكة البلاطات كافة هي t_{slab} = 200mm وأخضعت الجوائز للتصميم التكاملي مع الأعمدة كإطارات عزمية تحقق فرضية عمود قوي – جائز ضعيف بتحقيق العلاقة التالية $\frac{M_{nc}}{\sum M_{nb}} > 1.2$ أي أن العزم المقاوم لمقطع العمود حول محوريه أكبر من مجموع العزوم المقاومة للجوائز التي تتلاقى مع هذا العمود حول محوريه كل محور على حدا. الشكل التالي يوضح المساقط الثلاثة التي تم اختيارها:



الشكل (1) المساقط للجمل الثنائية المصممة بشكل أمثلي

تم اللجوء إلى فرضية الحجاب الصلد للبلاطات "Rigid Diaphragm" Kunnath, S. K et.al (1991) وبسطت منطقة الوصل بين الجوائز والأعمدة لتعمل بشكل صلد rigid column-beam joint بحسب ما تقتضيه قساوتها الأكبر من قساوة الأعمدة والجوائز معاً.

تمت نمذجة المباني عن طريق برنامج Abaqus بعناصر خطية Wire للعناصر ذات الطول الكبير بالنسبة لمقطعها (أعمدة وجوائز) من نوع B31 (Timoshenko Beam). أيضاً تمت نمذجة الجدران والبلاطات بشكل صفائحي بعناصر S4R وهي صفائح عامة الاستخدام. أيضاً استخدمت مادة البيتون كمادة مرنة – لدنة بمقاومة مميزة f'c = 30 Mpa وفولاذ التسليح fy=400 Mpa. أما عن كثافة شبكة العناصر المحدودة للأبنية Mesh فقد قسمت الجوائز والأعمدة إلى خمسة عناصر على الأقل لكل مقطع من مقاطعها ، كما تم تقسيم البلاطات والجدران إلى عناصر رباعية قدر الإمكان (مثلثية أحياناً) طول ضلعها يقارب الـ 80. cm رغم ما يميز التحليل الاستاتيكي اللاخطي للأبنية من سرعة الوصول إلى النتائج التي غالباً ما تكون عالية التطابق مع النتائج ، التي يمكن الحصول عليها بتحليل تاريخ زمني ديناميكي لاخطي "Nonlinear Time-History Analysis" (1978) Freeman. إلا أن هذا التحليل قد لايكون بالفائدة المرجوة في حال وجود عدم انتظام من جهة ، أو ارتفاعات كبيرة للأبنية يكون بنتيجتها دور بارز لأنماط الاهتزاز العليا في تجاوب المبنى مع التحريض الزلزالي المطبق عليه لذلك تم اعتماد التحليل الديناميكي اللاخطي التأريخ الزمني لشمولية نتائجه ودقتها ، واختير التحريض الزلزالي من سجلات تسارعات زلزال Kobe الذي حدث في اليابان عام 1995 وتحديداً الهزات المسجلة في محطة Takatori وهي SN221 و SN222 و SN223.

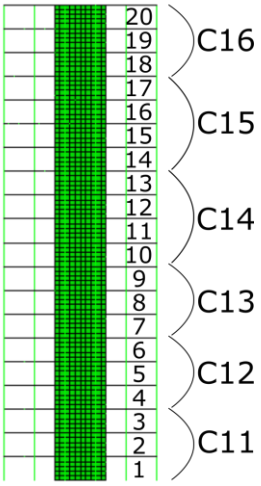


الشكل (2) السجلات الزمنية للتسارعات الزلزالية المستخدمة في التصميم الديناميكي اللاخطي

طريقة الأمثلة المعتمدة وعناصرها:

من أهم عناصر عملية الأمثلة هو متحولات التصميم. وعندما يكون المطلوب هو اعتماد المقاطع المثلى من ناحية التحمل (شروط تصميم) والكلفة (تابع هدف) ، يصبح المقطع المراد تصميمه هو نفسه متحول تصميمي. وبما أن المسقط الأفقي في كل مبنى يحتوي على عدد من المقاطع المختلفة للأعمدة والجدران ، تم اتخاذ متحول وحيد لكل مقطع وهو طول المقطع أو عرضه (مقاطع الأعمدة مربعة). يمثل هذا البعد بمتحول أمثلة يأخذ اسم المقطع نفسه. فمثلاً مقطع العمود C11 هو العمود ذو متحول مقطع C1 مع ملاحظة أن المقطع لم يتم تصغيره مع الإرتفاع لوجوده في مستويات الطوابق 1 (الرقم المرافق الثاني المقطع). بالنسبة للجدران فإن سماكتها فقط هي التي تتغير كمتحول تصميم واعتماداً على المساقط المختارة تم اعتماد سماكة واحدة فقط للجدران في هذا المسقط وبالتالي فالمتحول التصميمي الخاص بالجدار وحيد (W11 مثلاً).

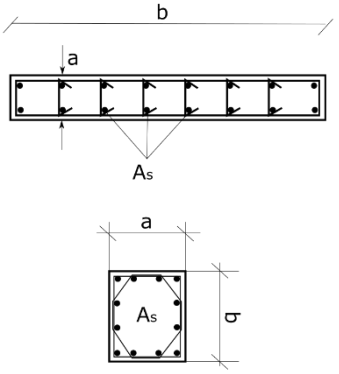
يضاف إلى متحولات أبعاد المقاطع هذه متحول تصميم إضافي يتعلق بنسبة تناقص المقطع مع إرتفاع البناء. الشكل (3) يوضح المستويات التي تتناقص فيها مقاطع الأعمدة والجدران نحو الأعلى والرقم الثاني المرافق لاسم المقطع الذي يعبر عن هذه المستويات.



الشكل (3) يوضح المستويات التي تتناقص فيها مقاطع الأعمدة والجدران مع الإرتفاع في البناء نحو الأعلى

تم تثبيت نسبة التسليح في مقاطع الأعمدة بالمقدار 0.02 .

الجدول (1) تسمية المقاطع والمتحولات التصميمية المقابلة لها

المتحولات التصميمية	B1	B2	B3
C1	a,b	a,b	a,b
C2	a,b	a,b	a,b
C3	a,b	a,b	a,b
C4	a,b	a,b	a,b
C5	-	a,b	a,b
W1	a	a	a
Ratio	A_{UP}/A_{DN}	A_{UP}/A_{DN}	A_{UP}/A_{DN}
A_{UP}/A_{DN} نسبة تعبر عن نسبة تغير مقطع العناصر الشاقولية			
			

من الجدول السابق يتضح كيفية تحديد عدد المتحولات التي تتحكم بتصميم كل مبنى دون التفريط بالشروط الموضوعية للتصميم مع الحفاظ على أدنى عدد ممكن من المتحولات. من الجدول يتضح أيضاً أن عدد المتحولات الأقصى لكل مسقط هو عدد المقاطع المختلفة للأعمدة والجدران ضمن المسقط + نسبة تناقص هذه المقاطع مع الإرتفاع كنسبة تم تثبيتها لكل المستويات. بذلك يصبح عدد المتحولات الكلي للمساقط B1 و B2 و B3 هو 6 و 7 و 7 على التوالي.

استخدمت لغة Python للبرمجة في كتابة برنامج Code يقوم بالمهام التالية: استدعاء ملف النموذج للمبنى – تعديل البرامترات التصميمية الخاصة بالمقاطع العرضية لجميع الأعمدة والجدران ضمن الملف – تحقيق شروط التصميم للمقاطع بحسب ما سيرد في شروط التصميم قبل التحليل (per-cons) – تحليل النموذج عن طريق برنامج Abaqus– استخراج النتائج وقرائتها – تحقيق شروط مخرجات التحليل من انتقالات وقوى مقطعية وعزوم وغيره (pos-cons) – حساب تابع الهدف الذي هو كلفة العناصر المستخدمة في النموذج إضافة إلى حساب تابع الجزاء في حال تم خرق أي من شروط التصميم أو شروط مخرجات التحليل – إعادة قيمة تابع الهدف والجزاء إلى خوارزمية ConstrainNM – قيام الخوارزمية بتوليد قيم جديدة للبرامترات التصميمية والعودة إلى الخطوة الثانية من هذه الحلقة.

في عملية التصميم الأمثل هذه تم الإعتماد على خوارزمية Nelder-Mead التي طورها Nelder, J. A., & Mead, R. (1965) من أجل تصغير تابع الهدف والذي هو كلفة العناصر الإنشائية من أعمدة وجوائز وجدران حيث تشمل هذه الكلفة مواد البناء من بيتون + فولاذ ومن كلفة الكوفراج المخصص لهذه العناصر عند الصب. صيغت توابع الكلفة كالتالي لكل عنصر من العناصر:

كلفة المتر الطولي للعمود مع الكوفراج:

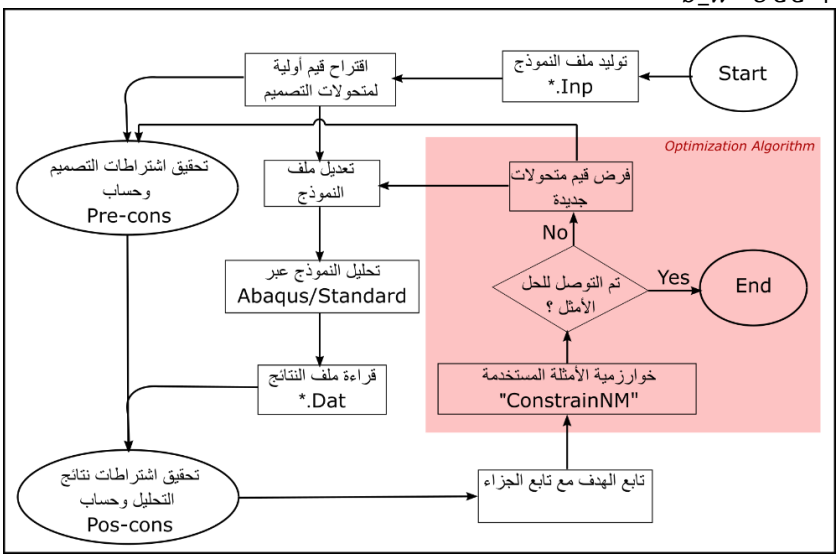
$$ulc_{column} = \propto_1 \cdot A_S \cdot \gamma_S \cdot UCS + W_C \cdot D_C \cdot UCC + 2(W_C + D_C) \cdot UFC_{Column}$$

كلفة المتر الطولي للجائز مع الكوفراج:

$$[\![ulc]\!]_beam = [\![[2 \times \alpha]\!]_2 \cdot A_(s\ End)\hat{} - +(1 - 2\alpha_2) \cdot A_(s\ Mid)\hat{}+] \cdot \gamma_S \cdot UCS + W_B \cdot D_B \cdot UCC + (W_B + [\![2 \cdot D]\!]_B) \cdot [\![UFC]\!]_beam$$

كلفة المتر الطولي للجدار مع الكوفراج:

$$\llbracket ulc \rrbracket _wall = \alpha_3 \cdot A_sw \cdot \gamma_S \cdot UCS + a_w \cdot b_w \cdot UCC + 2b_w \cdot \llbracket UFC \rrbracket _wall$$



الشكل (4) مخطط البرنامج الذي يوظف مكتبة ConstrainNM كخوارزميات أمثلة تجريبية محددة قيم المتحولات

تم اعتماد أسعار اعتبارية للعناصر الداخلة في حساب المتر الطولي للمقاطع كما يلي:

الجدول (2) كلفة الواحدة من عناصر بناء الهيكل

البند	رمزه	قيمة الواحدة
فولاذ	UCS	1 \$/Kg
بيتون	UCC	67 \$/m^3
كوفراج عمود	UFC_{Column}	20 \$/m^2
كوفراج جدار	UFC_{wall}	20 \$/m^2
كوفراج جائز	UFC_{beam}	28 \$/m^2

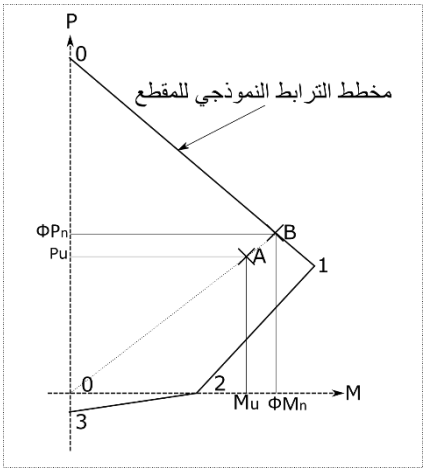
وفي هذه العلاقات أيضاً تم الاستعانة بالعلاقات المقترحة من قبل Wight and Macgregor (2012) وبالتالي فهي تحوي المعاملات α_i التي تأخذ بعين الإعتبار أطوال تراكب قضبان الفولاذ المستخدمة. فعلى سبيل المثال $\propto_1$ معامل أطوال تراكب قضبان الفولاذ بالأعمدة المتعاقبة وتؤخذ قيمته من 1.25 من طول العمود. أما α_2 فهو معامل يأخذ امتداد القضبان إلى الفتحات المتجاورة للجوائز بعين الاعتبار وتؤخذ قيمته 0.3 من طول الفتحة أما $A_{s\,End}^{+}$ و $A_{s\,End}^{-}$ فهما التسليح الموجب والتسليح السالب عند مقطع نهاية الجائز وأما $A_{s\,Mid}^{+}$ و $A_{s\,Mid}^{-}$ فهما العزم الموجب والسالب عند منتصف فتحة الجائز. من أجل جدار القص نأخذ بعين الاعتبار وجود عمودي تقوية في نهايتيه كما أن طول الجدار المعتبر في حساب سعر الواحدة الطولية هو الارتفاع الطابقي للجدار ، كما أن A_{sw} هي كمية التسليح الكلية (أفقية وشاقولية) في جسم الجدار و A_{sf} هي كمية التسليح في الأعمدة المخفية على طرفي الجدار وتكون قيمة $\propto_3$ معامل أطوال التراكب كما ورد في $\propto_1$ أي 1.25 من طول الجدار.

في هذه العلاقات تم حساب كلفة المتر الطولي لكل مقطع عنصر ومن أجل حساب كلفة أحد الأعمدة مثلاً يضرب طول هذا العمود بكلفة المتر الطولي المحسوبة من العلاقة وللمقطع المعني من الأعمدة. وبالتالي فمن أجل كلفة كامل البناء (تحديداً الجوائز والأعمدة والجدران) تجمع كلف كامل العناصر للمبنى في مقدار واحد هو تابع الهدف المراد تصغيره عن طريق الخوارزمية. اما شروط التصميم فتم اقتراح أن تكون ذات مستويين. شروط بعدية تصميمية قبل بدء التحليل للنموذج وغايتها الوصول إلى تحقيق الإشتراطات البعدية والمقاومة للمقاطع بحيث يمكن عبر الخوارزمية توليد قيم جديدة للمتحولات إن لم تحقق المتحولات المتولدة في الدورة الحالية هذه الشروط وقبيل الإنخراط في عملية التحليل الديناميكي اللاخطي الطويلة. وبعد تحليل النموذج هناك عدة شروط أخرى يجب التحقق منها ومن أهمها الإنزياح الجانبي المقبول للمبنى ، القوى الناجمة في الأعمدة من ناحية الضغط

والشد والعزم (مخطط الترابط) والعزوم السالبة والموجبة في الجوائز. الإشتراطات التصميمية بشقيها شروط ماقبل التحليل ومابعد التحليل يمكن تلخيصها بالجدول (3).

الجدول (3) الشروط التصميمية المتبعة في عملية أمثلة التصميم الإنشائي للأبنية العالية تحت تأثير الزلازل ديناميكياً

فئة	رقم	وصف الشرط	ملاحظات
شروط ما قبل التحليل Pre-cons	1	إنقاص المقطع بالإتجاه الأعلى للطوابق	تم التحكم بهذا الشرط عن طريق نسبة التغير .Rat
	2	التحكم بنسبة التسليح بالإتجاه الأعلى للطوابق	تم التحكم بهذا الشرط عن طريق تثبيت نسبة التسليح
	3	الحفاظ على فرضية عمود قوي جائز ضعيف	تم التحكم بهذا الشرط عن طريق فرض أبعاد جائز موافقة لـ $\frac{M_{nc}}{\sum M_{nb}} > 1.2$
شروط ما بعد التحليل Pos-cons	4	تحمل العمود يقع ضمن مخطط الترابط له	يحسب بعد قراءة ملف النتائج $L_{OA}<L_{OB}$ انظر الشكل (5)
	5	العزم الأعظمي الموجب للجائز أقل من مقاومته للعزم الموجب	يحسب بعد قراءة ملف النتائج
	6	العزم السالب الموجب للجائز أقل من مقاومته للعزم السالب	يحسب بعد قراءة ملف النتائج
	7	قوى الضغط الأعظمية في الأعمدة المحيطية لجدران القص أقل من مقاومتها على الضغط	يحسب بعد قراءة ملف النتائج
	8	قوى الشد الأعظمية في الأعمدة المحيطية لجدران القص أقل من مقاومتها على الشد	يحسب بعد قراءة ملف النتائج
	9	الإنزياح الجانبي للمبنى أقل من الإنزياح المسموح	يحسب بعد قراءة ملف النتائج واختيرت قيمة 1% كحد أقصى لنسبة الإنزياح الطابقي النسبي في أي طابق

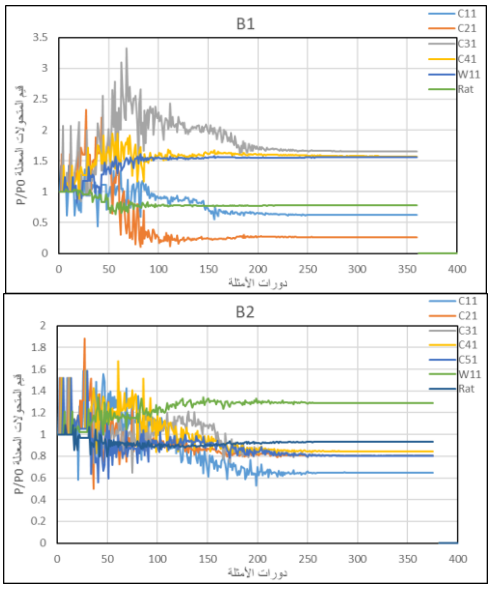


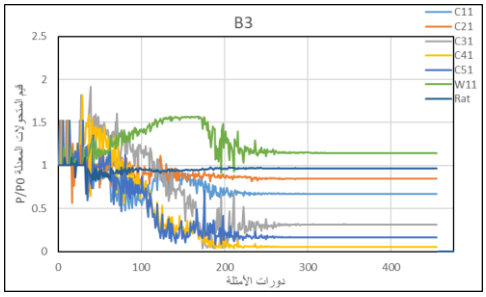
الشكل (5) مخطط الترابط لمقاطع الأعمدة المستخدم بشروط التصميم

نتائج أمثلة تصميم المساقط الثلاثة:

بعد ربط برنامج Abaqus بخوارزمية الأمثلة عن طريق المخطط المبين في الشكل (4) بحيث تتضمن كل دورة تحليلية توليد جديد لمتحولات التصميم ، وبالتالي تعديل النموذج بهذه المتحولات الذي سيتم تحليله ببرنامج Abaqus. وضع النموذج بالتحليل عبر برنامج Abaqus ، تحت تحليل ديناميكي لاخطي وفق مخطط زمني لتسارعات التحريض القاعدي المطبق أسفل المبنى والموضحة في الشكل (2). قراءة مخرجات التحليل بعد انتهائه وصياغة النسب D/C (الطلب \ الإستطاعة) التي تعكس شروط التصميم من الجدول (3). حساب تابع الهدف متضمناً الإشتراطات التي لم تتحقق وتم اختراقها كقيمة مصعدة تؤدي لتصعيد قيمة تابع الهدف بشكل ملحوظ من أجل أن تتحسسها خوارزمية الأمثلة وتقوم بتوليد قيم المتحولات التصميمية ليعاكس التأثير الذي أدى لخرق

الشرط التصميمي (الشروط التصميمية). إن من سيئات التحليل الديناميكي اللاخطي تحت تأثير تحريض زلزالي تأريخ زمني هو طول فترة التحليل (وسطياً ثلاث ساعات ونصف لتحليل النموذج مرة واحدة) مع حجم ملف النتائج الذي يحتاج أيضاً إلى زمن معالجة ليس بقصير (15 دقيقة زمن معالجة وسطياً يتم تلقائياً بعد انتهاء التحليل) لذلك وبالإشارة إلى الشكل (6) والذي يوضح قيم متحولات التصميم المتولدة بشكل مستمر من دورة تحليل إلى أخرى حيث ومن أجل شمولية العرض لجميع المتحولات تم قسمة قيمة المتحولات المولدة على القيمة الإبتدائية (Normalization) في كل خطوة تحليلية وبالتالي يوضح المحور الأفقي دورات الأمثلة التي يتم في كل منها توليد قيم جديدة لمتحولات التصميم وصولاً إلى القيم المثلى لهذه المتحولات وهذا ما يعكسه ثبات قيمة المتحولات بعد عدة مئات من الدورات التحليلية والذي يحرض الخوارزمية على التوقف دليل انتهاء عملية الأمثلة وهو ما تم بعد أكثر من 350 و 375 و 460 دورة تحليل أمثلة للنماذج B1 و B2 وB3 على الترتيب وهو ما استدعى زمن تشغيل برنامج الأمثلة لمدة تتجاوز 54 يوماً و 47 يوماً و 60 يوماً على التوالي لكل من النماذج السابقة. تم اختيار البرامترات التصميمية بقيمها الأولية بعد عدة محاولات بحيث تحقق مبدئياً جميع شروط التصميم. الشكل (6) يوضح تطور عملية الأمثلة للنماذج الثلاثة وكيفية استقرار المتحولات بعد عدد معين من دورات التحليل.





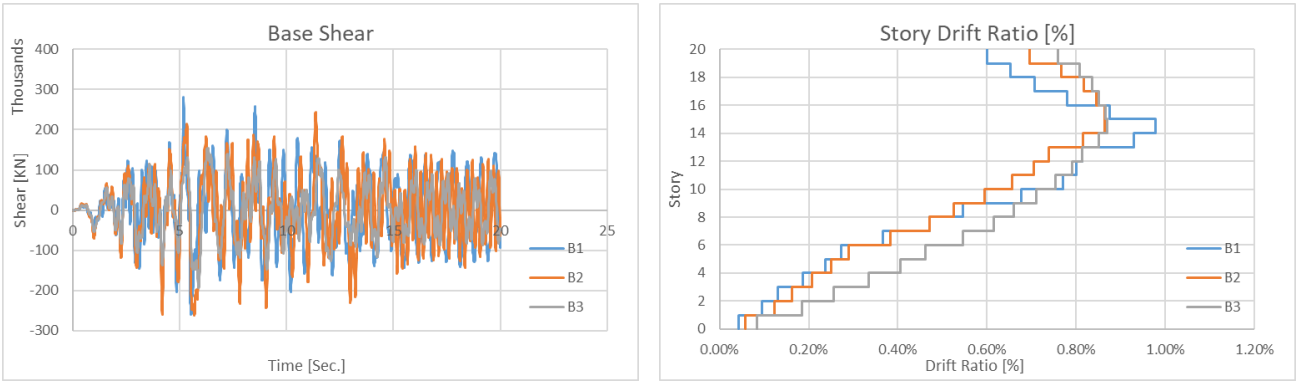
الشكل (6) علاقة متحولات التصميم بتطور عملية الأمثلة

إن القيمة المعدلة لكل متحول تصميمي (Normalized) بقسمة المتحول على قيمة مرجعية أولية له P/P0 تسمح بسهولة المقارنة ما بين جميع المتحولات مهما بلغت قيمها المطلقة (قيمة عرض المقطع قد تبلغ 1000 mm وقيمة نسبة تخفيض مساحة مقطعه ستكون بقيمة أقل من الواحد). لذلك يرمز بـ P لقيمة المتحول Parameter الذي يمثل عرض مقطع عمود مثلاً. وأما P0 فهي القيمة الأولية المستخدمة لنفس المتحول للبدء بتشغيل خوارزمية الأمثلة الشكل (6). بعد ثبات قيم برامترات التصميم وثبات قيمة تابع الهدف بعد عدة مئات من دورات التحليل المتتالية تتوقف عملية الأمثلة تلقائياً. الجدول (4) يعرض برامترات الحل الأمثل الذي نتج بعد انتهاء عملية الأمثلة. يرمز للبرامترات البعدية بـ C للعمود و W للجدار أما البرامتر الخاص بنسبة تناقص المقطع فهو R. لم تحدد في البرنامج اشتراطات من أجل أبعاد المقاطع من ناحية الحد الأعلى أو الأدنى من أجل معرفة ما هي الحالات التي يمكن رفضها مثل أن يزيد مقطع عنصر ما عن حدود معينة (تتداخل المقاطع) أو الحالات التي يتبين فيها أن المقطع أصبح أصغر من الحدود المسموحة بحيث يمكن الإستغناء عن العنصر أساساً . فمثلاً في المسقط B1 نلاحظ أن طول ضلع المقطع C4 أصبح أكبر من البعد بين محوري العمودين المتتابعين وبالتالي هذه الحالة غير ممكنة عملياً لذلك يمكن القول بأن المسقط B1 لا يصلح من الناحية التنفيذية خصوصاً وأن نسبة مساهمة الإطارات فيه هي 9.22% لا تحقق النسبة الدنيا المسموحة في كودات التصميم الزلزالي ASCE 7-22 (2022). من أجل التعرف على بعض خصائص النماذج بعد وصولها إلى الحالة التصميمية الأمثلية نبين في الشكل (7)

نسبة الإنزياح الطابقي الأقصى للنماذج الثلاثة تحت تأثير الهزات الزلزالية التصميمية التي تمت وفقها عملية الأمثلة. نلاحظ أن أقصى انزياح طابقي نسبي لم يتجاوز نسبة 1% المحددة في شروط التصميم بعد التحليل الموضحة في الجدول (3) الذي يوضح نسبة الإنزياح الجانبي لجميع طوابق النماذج الثلاثة.

الجدول (4) قيم البرامترات التصميمية بعد انتهاء الأمثلة للمساقط الثلاثة B1 و B2 و B3

R [Ratio]	W1 [mm]	C5 [mm]	C4 [mm]	C3 [mm]	C2 [mm]	C1 [mm]	المسقط
0.75	921.7	-	5279.6	1179.1	501.1	2094.3	B1
0.84	822.0	2008.1	2114.0	2012.4	2012.2	1622.6	B2
0.87	730.2	414.8	130.2	786.6	2114.0	1674.8	B3



الشكل (7) نتائج التحليل الديناميكي اللاخطي للنماذج الثلاثة: يمين – نسبة الإنزياحات الطابقية الأعظمية خلال الهزة التصميمية يسار – قوة القص القاعدي خلال الهزة التصميمية

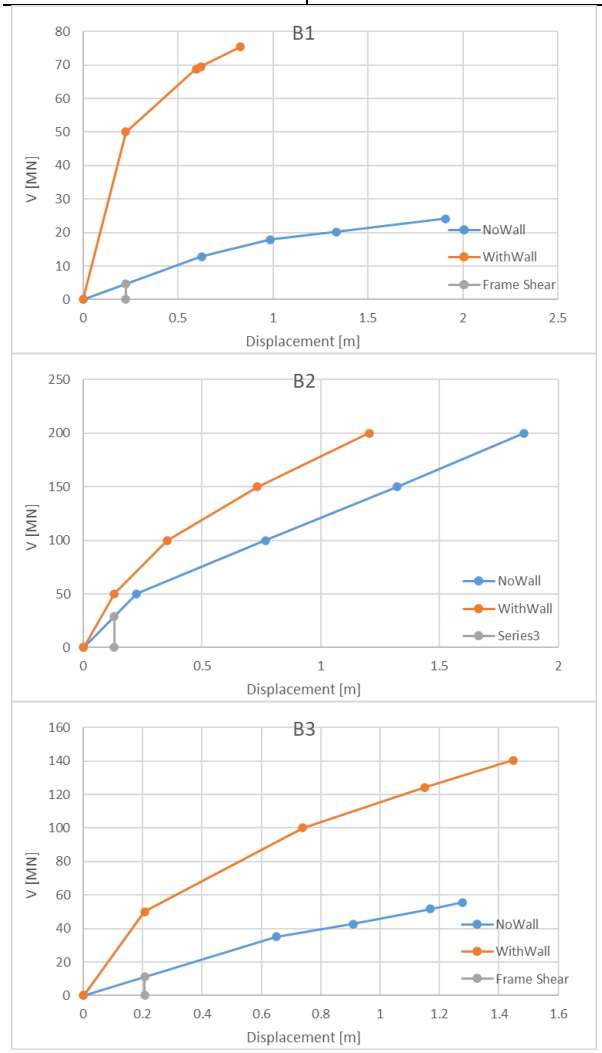
ويوضح الشكل (7) أيضاً القص القاعدي على طول زمن كامل السجل الزلزالي للهزة SN221 المستخدمة في التصميم. أيضاً ومن أجل التعرف على الخصائص الديناميكية للنماذج الخاصة بالمساقط الثلاثة بعد الوصول إلى الحل الأمثل تم ترتيب مواصفات الانماط الإهتزازية الرئيسية (1 و 2 و 3 و 4) ضمن الجدول (5) الذي يوضح اتجاه النمط، نسبة مساهمة كتلة النمط بالنسبة للكتلة الفعالة باتجاه النمط وتواتر النمط. وذلك من أجل المساقط الثلاثة B1 و B2 و B3. بنتيجة عملية الأمثلة وبسبب عدم اتخاذ حدوداً لأبعاد المقاطع من أجل اكتشاف فعالية كل عنصر من العناصر تحت تأثير التحليل الديناميكي اللاخطي تبين أن بعض العناصر قد تضائل خلال عملية الأمثلة بشكل كبير بحيث يدل ذلك على إمكانية الإستغناء عنه مثلاً في المسقط B3 حيث تحول المقطع C4 إلى أبعاد صغيرة جداً في الطوابق الأرضية 130.2mm بحيث أنه صعوداً نحو الأعلى ستتضائل هذه المقاطع أكثر فأكثر. وبالتالي يمكن بعملية أمثلة لاحقة إلغاء وجود هذا العمود مبدئياً في المبنى ذو المسقط B3. في المسقط B3 كانت نسبة مساهمة الجزء الإطاري هي 22.18% وهي نسبة دون النسبة المسموحة في الكودات ولكنها قريبة منها. أما المسقط B2 ذو النسبة 57.89% لمساهمة الإطارات وهي نسبة مسموحة لم يلاحظ فيه ما يخالف التصميم المعتمد عادة. إن اختلاف نسبة المساهمة بين النموذجين B2 و B3 بشكل جوهري يعاكس الإنطباع الأولي بأن المسقطين متشابهين تقريباً ومتطابقين بعدد

العناصر الشاقولية من أعمدة وجدران ، إلا أن اختلاف توزع الجدران ضمن المسقط لعب دوراً كبيراً هنا على الأغلب حيث أن وجود الجدران في المسقط B3 على محيط المسقط ومن ثم امتلاك هذه الجدران لأكبر ذراع لمقاومة عزم الفتل الطابقي بالنسبة لمركز صلابة البلاطة والذي يتوافق هنا مع مركز البلاطة نظراً للتناظر ، وبالتالي أدى لزيادة تحمل الجدران للقص القاعدي وبالتالي حصول النموذج B3 على النسبة الكبيرة لمساهمة جدران القص (نسبة مساهمة الجزء الإطاري كانت صغيرة نسبياً بالمقارنة مع B2).

الجدول (5) المواصفات الديناميكي لأنماط الأهتزاز الرئيسية للمساقط الثلاثة.

Mode4			Mode3			Mode2			Mode1			
Freq. [Hz]	Ratio	Dir.	Freq. [Hz]	Ratio	Dir.	Freq. [Hz]	Ratio	Dir.	Freq. [Hz]	Ratio	Dir.	
5.1642	22.89%	Y	4.6667	22.62%	X	1.6067	47.94%	Y	1.5241	47.37%	X	B1
4.1523	22.04%	X	4.1478	22.06%	Y	1.4904	54.21%	X	1.4888	54.17%	Y	B2
4.1106	20.17%	X	4.1093	20.17%	Y	1.3766	61.16%	X	1.3762	61.16%	Y	B3

من أجل معرفة كيفية استخراج نسبة مساهمة الجزء الإطاري في الجملة الثنائية. يوضح الشكل (8) كيفية الحصول على نسبة مساهمة الإطارات للمقاومة القصية القاعدية. يتم معرفة هذه النسبة عند دراسة المبنى تحت تأثير الدفع الجانبي بحالتين ، الأولى بكامل العناصر المقاومة للقص القاعدي والثانية بوجود الإطارات فقط ، ثم وبنسبة مقاومة الإطارات عند انتقال يقابل التلدن الأول للمبنى كاملاً نجد أن النسبة هي ما تم ذكره سابقاً. بالإضافة إلى نسبة المقاومة القصية القاعدية يمكننا أيضاً استخدام بعض المعايير الهامة في المقارنة بين النماذج المختلفة ، على سبيل المثال يمكن أيضاً إدخال مقاومة القص التي يتحملها المبنى ككل ، ومن ثم الكلفة الزمنية للأمثلة (الزمن الذي تحملته عملية التصميم الأمثل). الجدول (6) يوضح جميع هذه البرامترات وذلك من أجل المساقط الثلاثة.



الشكل (8) نسبة مساهمة الجزء الإطاري في الأبنية ذات الجمل الثنائية

الجدول (6) نتائج الأمثلة للنماذج الثلاثة والفعالية الإقتصادية

النموذج المصمم بشكل أمثلي		B1	B2	B3
المقاومة التصميمية القاعدية الكلية	V_{Design} [MN]	50	50	50
المقاومة التصميمية القاعدية للإطار	$V_{Fr\text{-}Design}$ [MN]	4.61	28.95	11.09
نسبة المقاومة الإطارية \ الكلية	$V_{Fr\text{-}Design}/V_{design}$ (%)	9.22%	57.89%	22.18%
الكلفة	Cost [$]	$1,895,600.00	$2,705,080.00	$1,728,720.00
الزمن اللازم للتصميم الأمثل	Day:Hour:Min:Sec	54:12:17:6.25	47:10:30:0.01	60:7:3:56.72

النتائج النهائية والمناقشات:

1- إن التحليل الديناميكي اللاخطي تحت تحريض زلزالي بتأريخ زمني يعتبر من أدق أنواع التحليل للأبنية العالية وخصوصاً تلك التي تحوي عدم انتظام إلا أن إدخال هذا التحليل في خوارزمية أمثلة ينعكس سلباً على الزمن المطلوب للحصول على التصميم الأمثل للأبنية ضمن فترة زمنية مناسبة خصوصاً مع زيادة عدد برامترات التصميم التي تتحكم بالنموذج وضخامته.

2- تبين من النماذج المختارة في هذا البحث أنه ضمن عملية تصميم أمثلي لكل نموذج تحت تأثير زلازل تصميمية واحدة وشروط تصميمية واحدة ينتج لدينا لكل مسقط مواصفات مقاطع أدت إلى كلفة مختلفة ونسبة مساهمة الجزء الإطاري لقوى القص القاعدي التصميمية مختلفة أيضاً وهو ما تبين من النسب التي نتجت للمساقط الثلاثة B1 و B2 و B3 وهي على التوالي 9.22% و 57.89% و 22.18%.

3- ليس بالضرورة أن تكون زيادة نسبة مساهمة الإطارات فوق نسبة الكود بشكل ملحوظ سيؤدي إلى منشأ إقتصادي بل بالعكس في المسقط B2 صاحب النسبة الأكبر في مساهمة الإطارات (57.89%) كان المنشأ صاحب هذا المسقط الأكثر كلفة بين باقي المساقط.

الخلاصة والتوصيات:

مما سبق نجد أنه لا توجد نسبة محددة (أو مجال لنسبة محدد) يكون من أجلها تصميم النظام الثنائي جدران قص إطارات ذو كلفة أدنى ما يمكن. كما إنه قد يكون لتغير توزيع الجدران ضمن المسقط الأثر الأكبر في التحكم بهذه النسبة وأيضاً التحكم باقتصادية التصميم.

من الأمور الملحة عند استخدام الأمثلة الرياضية في التصميم جعل زمن التحليل المنشأ المراد تصميمها بالمشكل الأمثل أقصر ما يمكن من أجل أن تكون عملية الأمثلة التي تقوم بتكرار التحليل الديناميكي اللاخطي مئات المرات فعالة بشكل أكبر. وبالتالي لا بد من البحث عن طرق أخرى تعتمد التحليل الديناميكي اللاخطي في التصميم ولكن مع تبسيط نموذج المنشأ الكامل بأكبر قدر ممكن ، على سبيل المثال استغلال فكرة تخفيض المنشأ من متعدد درجات الحرية إلى أحادي درجة الحرية مع المحافظة على الدقة المطلوبة وخصوصاً لناحية أخذ تأثير الأنماط العليا في الاهتزاز بعين الإعتبار.

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

(References):

Al Agha, W., Almorad, W.A., Umamaheswari, N. and Alhelwani, A., 2021. 'Study the seismic response of reinforced concrete high-rise building with dual framed-shear wall system considering the effect of soil structure interaction'. Materials Today: Proceedings, 43, pp.2182-2188.

ASCE, 2022. 'DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES', 7-22 (ed.) The American Society of Civil Engineers, Section 12.2.5.1.

Bagani, M.G., 2020. Structural Cost Comparison of Low Rise Building Having Moment Resisting Frames and Moment Resisting Frames With Shear Wall for Different Seismic Zones: Case Study. SSRN.

Camp, C.V., Pezeshk, S. and Hansson, H., 2003. Flexural design of reinforced concrete frames using a genetic algorithm. Journal of structural engineering, 129(1), pp.105-115.

Datta, T.K., 2010. Seismic analysis of structures. John Wiley & Sons.

Fadaee, M.J. and Grierson, D.E., 1998. Design optimization of 3D reinforced concrete structures having shear walls. Engineering with Computers, 14, pp.139-145.

Freeman, S.A., 1978. Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion. Special Publication, 55, pp.589-606.

Katrangi, M., Memarpour, M.M. and Yakhchalian, M., 2022. Assessment of the Seismic Performance and the Base Shear Contribution Ratios of the RC Wall-frame Dual System Considering Soil–Structure Interaction. Journal of Earthquake Engineering, 26(10), pp.5290-5317.

Kaveh, A. and Sabzi, O., 2011. A comparative study of two meta-heuristic algorithms for optimum design of reinforced concrete frames.

Kaveh, A. and Zakian, P., 2012. Performance based optimal seismic design of RC shear walls incorporating soil–structure interaction using CSS algorithm.

Kaveh, A. and Zakian, P., 2014. Optimal seismic design of reinforced concrete shear wall-frame structures. KSCE Journal of Civil Engineering, 18, pp.2181-2190.

Kunnath, S.K., Panahshahi, N. and Reinhorn, A.M., 1991. Seismic response of RC buildings with inelastic floor diaphragms. Journal of Structural Engineering, 117(4), pp.1218-1237.

Kwak, H.G. and Kim, J., 2008. Optimum design of reinforced concrete plane frames based on predetermined section database. Computer-Aided Design, 40(3), pp.396-408.

Lee, C. and Ahn, J., 2003. Flexural design of reinforced concrete frames by genetic algorithm. Journal of structural engineering, 129(6), pp.762-774.

Nelder, J.A. and Mead, R., 1965. A simplex method for function minimization. The computer journal, 7(4), pp.308-313.

Mehdipanah, A., Lumantarna, E. and Lam, N., 2022. Shear wall and frame dual systems featuring discontinuous load paths in frame elements in low-to-moderate seismic regions. Journal of Earthquake Engineering, 26(14), pp.7408-7443.

Saka, M.P., 1992. Optimum design of multistorey structures with shear walls. Computers & structures, 44(4), pp.925-936.

Sigmund, V., Guljas, I. and Hadzima-Nyarko, M., 2008. Base shear redistribution between the R/C dual system structural components. In The 14th World Conference on Earthquake Engineering.

MacGregor, J.G., Wight, J.K., Teng, S. and Irawan, P., 1997. Reinforced concrete: Mechanics and design (Vol. 3). Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall.

Wiyono, D.R., Milyardi, R. and Lesmana, C., 2020, July. Distribution of Story Shear and Reinforcement in Dual System. In IOP Conference Series: Materials Science and Engineering (Vol. 852, No. 1, p. 012061). IOP Publishing.

Zou, X.K. and Chan, C.M., 2005. Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis. Engineering structures, 27(8), pp.1289-1302.