AN INVESTIGATION ON THE PERFORMANCE LEVEL OF RC SHEAR WALL-FRAME SYSTEMS UTILIZING NONLINEAR ANALYSIS

Fadwa Issa,
PHD student, Department of Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Damascus University
e-mail: fadwa.issa650@gmial.com

Mohamad Nazih Alyagchi Eilouch[1] and Abbas Tasnimi[2]
[1] Professor, Department of Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Damascus University, Yarmouk University
e-mail nazihayagchi@gmail.com
[2] Professor, Department of Structural Engineering, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Iran
e-mail tasnimi@gmail.com

(Received July 26, 2011 Accepted September 5, 2011)

Prediction of performance level of the reinforced concrete Shear wall-Frame structural systems are not only dependent on the method of nonlinear analysis, but are also related to some effective parameters used in each method. This article studies the effect of some important parameters such as plastic rotational capacity of the structural elements, capacity spectrum, drift and the overall damage of the building, from two viewpoints, one of which is the performance level of structural elements and also the performance level of the overall structure neglecting the non-structural elements. In order to achieve the expected results, 92 nonlinear analyses including 64 nonlinear static analyses and 28 nonlinear dynamic analyses have been carried out on three dimensional buildings comprising 8, 12, 16 and 20 stories. These buildings were analyzed and designed according Syrian concrete code of practice (2004).
All of the nonlinear analyses were carried out on the bases of the above mentioned parameters as a main criteria utilizing IDARC-ver6 program. The obtained results show that the performance evaluation based on overall displacement of the whole structure and the failure of an element, is a restriction of capacity curve which has provoked some doubts.

KEY WORDS: *Shear wall-Frame Systems, Nonlinear analysis.*

دراسة حول تقييم مستوى الأداء لأنظمة إطار- جدار قص خرسانية باستخدام تحليل لاخطي

م. فدوى عيسى
طالبة دكتوراه في قسم الهندسة الإنشائية
كلية الهندسة المدنية – جامعة دمشق – دمشق
e-mail: fadwa.issa650@gmail.com

أ.د.م محمد نزيه اليغشي إيلوش
أستاذ في قسم الهندسة الإنشائية
كلية الهندسة المدنية – جامعة دمشق– دمشق
كلية الهندسة المدنية – جامعة اليرموك – درعا
e-mail: tasnimi@gmail.com

أ.د.م عباس تسنيمي
أستاذ في قسم الهندسة الإنشائية
المعهد الدولي للهندسة الزلزالية وعلم الزلازل-إيران
e-mail: nazihayagchi@gmail.com

الملخص

إن التنبؤ بمستوى أداء أنظمة إطار- جدار قص خرسانية لايعتمد فقط على طريقة التحليل اللاخطي بل يتعلق أيضاً ببعض العوامل الفعالة المستخدمة في كل طريقة. يدرس هذا البحث تأثير بعض العوامل الهامة مثل القدرة الدورانية اللدنة للعناصر الإنشائية، طيف الاستطاعة، الانحراف والضرر العام للبناء من وجهتي نظر: الأولى هي مستوى الأداء للعناصر الإنشائية وكذلك مستوى الأداء للمنشأ ككل مع إهمال العناصر الغير إنشائية. من أجل تحقيق النتائج المتوقعة فقد تم تنفيذ 92 تحليل لاخطي يتضمن 64 تحليل استاتيكي لاخطي و28 تحليل ديناميكي لاخطي على أبنية ثلاثية الأبعاد تتألف من 8، 12، 16، 20دور. تم تحليل وتصميم هذه الأبنية وفق الكود العربي السوري(2004). تم إجراء جميع التحليلات اللاخطية على أساس العوامل المذكورة أعلاه كمعيار أساسي باستخدام برنامج IDARC-ver6.

تبين النتائج التي حصلنا عليها أن تقييم الأداء اعتماداً على التشكل العام للمنشأ ككل وعلى انهيار عنصر يقيد منحني الاستطاعة ويثير بعض الشكوك.

كلمات مفتاحية: أنظمة إطار-جدار قص، التحليلات اللاخطية.

1- مقدمة

تستخدم النظم الإنشائية المختلطة المؤلفة من جدران قص وإطارات في الأبنية العالية، ويؤدي استخدام الجدران بشكل كبير إلى زيادة مقاومة وقساوة النظام الإنشائي. في المناطق التي تحدث فيها زلازل قوية يمكن أن يواجه استخدام الإطارات ذات الممطولية العالية بعض العوائق، ولذلك فإن أحد الحلول المناسبة لإنشاء أبنية مقاومة للزلازل هي استخدام جدران القص إلى جانب هذا النوع من الإطارات بحيث تتحمل الجدران في النظم الإنشائية المختلطة الجزء الأكبر من قوى القص وتعمل الإطارات كنظام مساعدة في تحمل القوى الزلزالية في حال ظهور شقوق بشكل كبير نتيجة دخول الجدران بالمرحلة اللاخطية[1 – 2]. لذلك يجب الانتباه إلى أداء هذه النظم الإنشائية خلال المراحل المختلفة وخصوصاً عند دخولها في المرحلة اللاخطية.

توجد الكثير من العوامل التي تؤثر على الأداء الإنشائي للبناء، لذلك يتم تقييم السلوك الزلزالي للنظام الإنشائي عن طريق تقييم أداء العناصر الإنشائية للبناء ككل وأيضاً عن طريق تحليل الضرر.

تم إجراء العديد من الأبحاث التحليلية والتجريبية لدراسة وتحسين السلوك الزلزالي للعناصر الإنشائية المختلفة مثل أنظمة جدران القص أو النظم الإنشائية المختلطة حيث استخدمت نتائج هذه الأبحاث في تطوير الكودات الموجودة وإنشاء كودات تصميمية جديدة تعتمد على دخول الأنظمة الإنشائية في المرحلة اللاخطية بحيث تصمم الأبنية على أساس مستوى الأداء[2]. كما تم إجراء العديد من الأبحاث على جدران القص وأجزاؤها وعلى النظم الإنشائية المختلطة بهدف تامين ممطولية وسلوك زلزالي أفضل للأبنية[3 – 6]. تشير الأبحاث التي تمت في العقدين الأخيرين إلى أن اهتمام الباحثين انصرف إلى دراسة وتقييم سلوك المنشأ على أساس مستوى الأداء. من أهم الكودات التي تستخدم لتعيين مستوى أداء المنشأ وفي التصميم المعتمد على الأداء (والتي استفادت من بعض

الأبحاث مثل [36 – 25]) [7]ATC40، [8]FEMA273 ، [9]FEMA274، [10]FEMA356، [11]FEMA306، [12]FEMA307.

تم في هذا البحث دراسة مستوى أداء النظم الإنشائية المختلطة مع الأخذ بعين الاعتبار مجموعة من العوامل المهمة في التصميم.

2- مراحل تعيين مستويات الأداء

تقسم مراحل تعيين مستوى الأداء للأبنية عند إجراء تحليلات استاتيكية وديناميكية لاخطية إلى أربع مراحل:

1. طريقة طيف الاستطاعة (capacity spectrum): وتعتمد على منحني قوة- انتقال. بعد تعيين هذا المنحني تحدد نقطة الهدف (Target point) وهي نقطة تقاطع هذا المنحني مع منحني طيف المطلب أو طيف الزلزال (demand spectrum). وبعد تعيين نقطة الهدف يتم تعيين مستوى أداء المنشأ (يوجد شرح مفصل لهذه الطريقة في ATC40).
2. المرحلة الثانية هي تعيين أداء العناصر حسب قدرة الدوران اللدن (plastic rotational capacity) باستخدام أحد كودات تأهيل الأبنية ومن ثم يتحدد مستوى أداء المنشأ.
3. تعتمد المرحلة الثالثة على الانتقال الجانبي للمنشأ (التشوه الدائم).
4. المرحلة الرابعة هي تعيين مستوى الأداء حسب مؤشر ضرر للعناصر وللمنشأ ككل.

يستخدم مؤشر Park وشركاه[14 – 13] لتحديد مقدار الضرر الذي تتحكم به عوامل متعددة مثل مقدار الطاقة المستهلكة والانتقال في مرحلة الخضوع والانتقال النهائي للمنشأ. كما يمكن استخدام مؤشر ضرر Ghobarah وشركاه [15] الذي يعتمد على القساوة الأولية والنهائية للمنشأ. يمكن تقدير مستوى أداء المنشأ ككل اعتماداً على هذه المؤشرات.

3- مؤشر الضرر

يوجد العديد من الطرائق لتعيين مؤشر الضرر، وتعتمد هذه الطرائق على مقدار ونوع الضرر. بعض هذه الطرائق كمي وبعضها كيفي. يمكن أن تنشأ الأضرار في منشآت الخرسانة المسلحة عن الانتقال الزائد أو عن تجمع الأضرار نتيجة الحمولات المتكررة (hysteretic). أبسط المؤشرات الكمية هي المؤشرات التي تعتمد على التشوه بدون الأخذ بعين الاعتبار أثر تجميع دورات الانتقال. وهناك مؤشرات ضرر أخرى تأخذ بعين الاعتبار التأثيرات المتراكمة مع إدخال أثر الطاقة الهستيرية (Hysteretic Energy) المستهلكة في العنصر.

3-1 المؤشرات المحلية

في عام 1981، تم عرض أول مؤشر ضرر من قبل بنان وشركاه الذين حددوا الضرر عن طريق العناصر التي تظهر أكبر انحناء في بعض مقاطعها وليس عن طريق انهيار كامل العنصر. حيث أخذت العناصر المعرضة للانعطاف بعين الاعتبار وتم حساب مقدار الانحناء والقساوة الأولية حسب هذا الشرط[16].

من المؤشرات الأولية الأخرى التي تعتمد على انتقال العنصر مؤشر بارك وشركاه [14 – 13]، Sordo [17] و Penzien [18]. ومن المؤشرات التي استخدمت بشكل كبير لسهولتها، المؤشرات التي تعتمد على الانتقال النسبي الأعظمي بين الأدوار أو الانتقال النسبي الدائم بين الأدوار بعد الزلزال. هذا المؤشر عرض عن طريق Toussi وYao [19] وStephens وYao [20]. لم تؤخذ الممطولية وتأثير الدورات المتكررة بعين الاعتبار في هذا المؤشر.

يعتبر مؤشر Roufaeil و Meyer المؤشر الأكثر تكاملاً للأضرار الناتجة عن الانعطاف وهو يعتمد على نسبة زيادة التلدن من الحالة الأولية إلى الانتقال الأعظمي على زيادة التلدن في حالة الانهيار[22 – 21].

ينسب بعض الباحثين مؤشر الضرر المتراكم إلى السلوك الهيكلي للعناصر والذي يتأثر بنقص القساوة، زوال المقاومة والتضيق الحلقي (pinching) في المنحني. يتم عادة الحصول على مؤشر الضرر التراكمي

بالاستفادة من إحدى صيغ التعب التي يكون فيها مؤشر الضرر على شكل تابع لـتغيير الشكل اللدن المتراكم أو بالاستفادة من إحدى تعاريف الطاقة الهستيرية الممتصة خلال كامل فترة التحميل.

تم في نموذج بنان وشركاه استخدام دورة تراكمية لعدد كبير من العينات المخبرية المعرضة لحمولات متناوبة والتي كان العزم أو العزم والقوى المحورية هي القوى الحاكمة فيها، حيث لوحظ تشتت كبير في نتائج مؤشر الضرر في مرحلة الانكسار بالرغم من التجانس الجيد بين النتائج. عرضت مجموعة من مؤشرات الضرر التراكمية من قبل Stephens وYao [20]، وWang [24]، Jeong و Iwan [٢5] وChung وشركاه[٢6 – 28] (لم يتم شرح هذه المؤشرات في هذا البحث).

ومن المؤشرات الأخرى التي من الممكن ذكرها في مجال تعيين أضرار منشآت الخرسانة المسلحة المؤشرات التي تعتمد على امتصاص الطاقة. تم تقديم هذا المؤشر لأول مرة عن طريق Gosain وشركاه[29] وبعدها Darwin و Nmai [30] ومن ثم Elms وشركاه[٢1] و Kratzig وشركاه[32] الذين قدموا مؤشرات تعتمد على استهلاك الطاقة.

إن أكثر مؤشرات الضرر التراكمية شهرة والذي يستعمل في الكثير من المجالات هو مؤشر Park و Ang [13]. هذا المؤشر هو تركيب خطي مبسط للانتقال والطاقة المستهلكة حسب العلاقة:

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u . f_y} \int dE \qquad (1)$$

δ_u : الانتقال النهائي تحت تأثير حمولة ثابتة. f_y : مقاومة الخضوع، δ_m : الانتقال الأعظمي الناتج عن الزلزال

$\int dE$: الطاقة الهستيرية المستهلكة، β : مقدار ثابت 0.25

الجزء الأول من العلاقة معيار مبسط عن الانتقال شبه الاستاتيكي، أما الضرر التراكمي (الجزء المتعلق بالطاقة) فيظهر في الجزء الثاني.

تتعلق خصوصية هذا المؤشر ببساطته ومعايرته عن طريق عدد كبير من التجارب المعملية الحاوية على أضرار زلزالية قبيل انهيارات ناتجة عن القص أو التماسك. استخدم هذا المؤشر في النسخة الأصلية من برنامج IDARC، ثم حل العزم والدوران بدلاً من القوة والانتقال في النسخة الجديدة للبرنامج.

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta}{M_y . \theta_u} \int Eh \qquad (2)$$

θ_m : الدوران الأعظمي خلال فترة الزلزال، θ_u : الدوران الأعظمي للمقطع، θ_r : الدوران المسترجع.

M_y : عزم الخضوع، M_y : مقدار الطاقة الممتصة في المقطع.

تمت معايرة نموذج الضرر Park و Ang حسب مشاهدات 9 أبنية خرسانية مسلحة. الهدف الأصلي من الاستفادة من العلاقتين (1،2) هي تعيين المتغيرات (θ_u, δ_u) وبارامتر زوال المقاومة (β).

اقترح Park و Ang علاقات مناسبة تتعلق بمجموعة متغيرات مثل نسبة القص، القوة المحورية، نسبة التسليح الطولي والعرضي ومقاومة المواد. أما في هذه العلاقات فلم تعط حصة كبيرة لقيمة β وبالتالي كانت مشاركة الطاقة المبددة في تعيين مؤشر الضرر صغيرة جداً. ولذلك اقترح Kunnath وشركاه[٢] و Stone و Taylor [٢4] علاقات ملائمة جديدة تعطي نتائج أكثر منطقية في أغلب الأحيان.

يجب أن يذكر بأن القيمة الافتراضية لـ β في برنامج IDARC هي 0.1 وهي يجب أن لا تتجاوز الـ 0.5 . القيمة المختارة يجب أن تعبر عن زوال المقاومة في النموذج الهستيري.

2-3 مؤشرات الضرر الكلية (العامة)

يتعلق الضرر الكلي للمنشأ بشدة وتوزع الأضرار المحلية حيث يحسب عن طريق تجميع الأضرار الموضعية أو حسب مواصفات المنشأ (السلوك في المودات المختلفة). يحسب مؤشر الضرر الكلي عادة عن طريق تقييم معامل الأهمية الذي يحدد أثر الأضرار المحلية الكبيرة على قدرة المنشأ على أداء الوظيفة. أكثر طرائق التقييم المتداولة هي التي قدمها Park وشركاه[14] Jeong و Iwan [25] Chung وشركاه[26 – 28] و

Kunnath وشركاه[٢] والتي أساسها هو متوسط مؤشرات الضرر الموضعية الموزونة (بعد إعطائها معامل أهمية) حسب امتصاص الطاقة. وبنفس الطريقة يحسب مؤشر الضرر لكامل المنشأ من مؤشرات الضرر للأدوار. ولما كانت المقاطع الأكثر تضرراً هي المقاطع التي امتصت طاقة أكبر فإن هذه الطريقة تعطي هذه المقاطع معامل أهمية أكبر. ومن هنا يمكننا أن نستنتج أنه في مثل هذه الشروط فإن مؤشر الضرر الكلي للمنشأ يعطي تصوراً عن وضعية العناصر التي تعرضت للإصابة الشديدة، وفي أغلب الأحيان فإن نتائج هذه الطريقة تكون مقبولة لأن احتمال أن تستطيع المنشأة البقاء في الخدمة بعض التعرض لأضرار شديدة ضئيل. ومن الممكن في بعض الحالات أن لايستطيع مثل هذا المؤشر أن يبين وضع المنشأ بشكل عام.

إحدى الطرائق السريعة في تقييم الضرر هي دراسة التغييرات في العوامل المؤثرة على شكل المودات خلال فترة الزلزال. يمكن في هذه الطريقة أن يحدد مكان الضرر حسب التردد الطبيعي (التواتر) للمنشأ والذي يؤدي بشكل عام الى إعطاء معلومات عن الضرر الكلي أو يحدد مكان الضرر حسب أشكال المودات (vibration modes).

إن حدوث ضرر في كل عنصر من عناصر المنشأ يؤدي إلى تغييرات في الخواص الديناميكية للمنشأ والتي تؤدي عموماً إلى زيادة التردد الطبيعي للبناء (نقص التواتر) الناتج عن نقص القساوة والذي يؤدي أيضاً إلى زيادة التخميد وبالتالي زيادة في الطاقة المستهلكة. هناك العديد من الأبحاث التي تظهر بأن التخامد هو أحد الخواص المتغيرة لذلك لايمكن الاستفادة منها كمؤشر مفيد للضرر. ومن هنا فقد ركزت العديد من الأبحاث على أثر تغير تردد المنشأ أو التغير في قساوة المنشأ.

ركز Otani و Sozen [35] في أبحاثهم المعملية على سلوك الإطارات الخرسانية متعددة الأدوار عندما تتعرض لزلزال شديد حيث تدخل في مرحلة الخضوع ويكون الانتقال الجانبي الأعظمي لها مساوي للانتقال الجانبي الأعظمي في حالة تحميلها مرة أخرى بزلزال مشابه، ولكن القساوة في بداية المرحلة الثانية أقل من القساوة الأولية للمرحلة الأولى. ونتيجة هذه الأبحاث تبين بأن الانتقال النسبي الأعظمي يتبع لمواصفات المنشأ الأولية ولايتعلق بقساوة المنشأ في بداية المرحلة الثانية، ولذلك لايستطيع الانتقال النسبي بمفرده أن يعطي تقييم صحيح لمؤشر الضرر ولكن يجب أن يتعين مؤشر الضرر حسب تغييرات القساوة.

تم تقديم الفكرة الأولية لمؤشر خسارة القساوة من قبل قبارا وشركاه، ففي هذا المؤشر يحسب متوسط نقص القساوة للأدوار حسب العلاقة

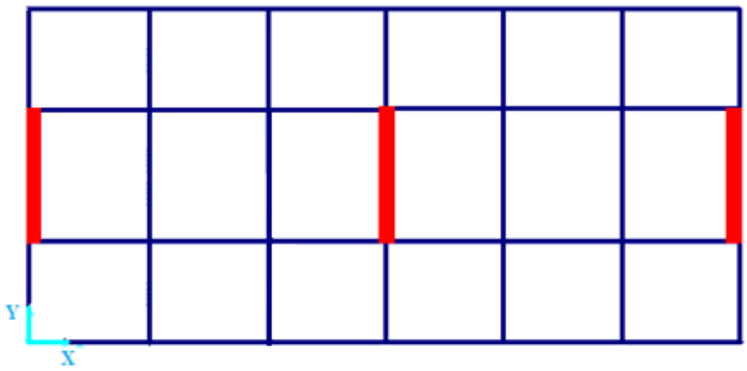
$$DI = \left(1 - \frac{K_{final}}{K_{initial}}\right) \qquad (3)$$

DI : مؤشر نقص القساوة (يتراوح من 0 عند عدم وجود ضرر إلى 1 في حالة الضرر الشديد)، $K_{initial}$ القساوة الأولية لمنحني المطلب (capacity spectrum)، K_{final} قساوة المنحني بعد تأثير الزلزال.

تم في هذا البحث استخدام مؤشرات ضرر كمية (مؤشرات ضرر محلي موضعي أو مؤشرات ضرر كلي غير موضعي).

4- مواصفات الابنية المدروسة

تم في هذا البحث تحليل أربعة أبنية من الخرسانة المسلحة مصممة وفق الكود العربي السوري2004، وهي عبارة عن نظم إنشائية مختلطة مكونة من إطارات مقاومة للعزوم وجدران قص. عدد الأدوار للأبنية المدروسة 8 ، 12 ، 16 ، 20 وهي للاستخدام السكني (عامل الأهمية I=1) وواقعة في منطقة زلزالية (مدينة دمشق) (a =0.2g)، التربة من نوع II. ارتفاع الدور 3.1 م. يظهر الشكل(1) الأبعاد في المسقط. تم اختيار محور جانبي واحد للتحليل اللاخطي (بالاتجاه Y). تم إجراء تحليل استاتيكي خطي ثلاثي الأبعاد باستخدام برنامج ETABS2000.

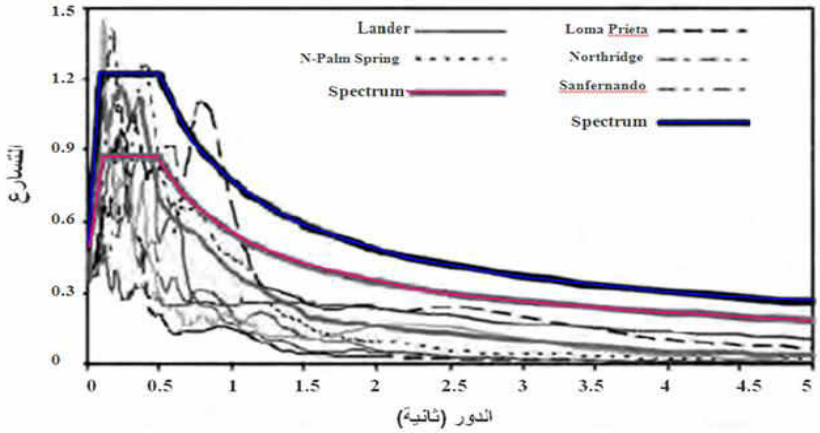


الشكل(1): المسقط الأفقي للنماذج المدروسة.

تم استخدم أربعة سجلات زمنية لزلازل مختلفة في التحليل الديناميكي اللاخطي، يبين الجدول(1) الزلازل المدروسة. تمت معايرة التواريخ الزمنية على أساس التسارع الأرضي الأعظمي (0.35g). يوضح الشكل(2) الزلازل المدروسة والتحليل اللاخطي باستخدام من برنامج IDARC 2D (v6) .

الجدول(1): مواصفات الزلازل المستخدمة

اسم الزلزال	سنة الحدوث	التسارع الأرضي الأعظمي PGA (g)	نوع التربة
لوما بريتا (Loma Prieta)	1989	0.357	II
بالم اسبرينك (N-Palm Spring)	1986	0.25	II
نوتريدج (Northridge)	1994	0.256	II
سان فرناندو (Sanfernando)	1971	0.366	II



الشكل(2): مخطط التسارع وطيف الزلازل المستخدمة في تحليل التاريخ الزمني

5- تعيين مستوى الاداء

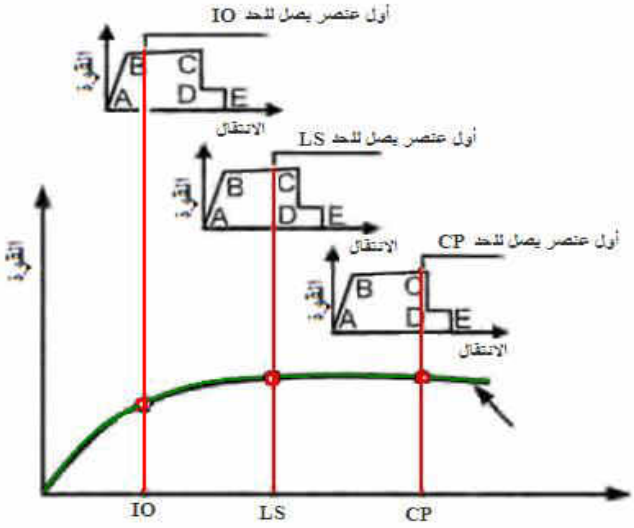
5-1 المرحلة الاولى- طيف الاستطاعة(capacity spectrum)

تم الحصول على منحني القوة – الانتقال أو منحني استطاعة المنشأ عن طريق التحليل الاستاتيكي اللاخطي. ومن ثم تم تعيين مكان تلاقي طيف الزلزال مع طيف الاستطاعة الذي يعطي الانتقال المستهدف، ومن منحني الاستطاعة تم تحديد نقاط الدلالة المتعلقة بالعناصر الأصلية للمنشأ، وهذه النقاط هي :

- أول شق يحدث في الكمرة (FBC) العمود (FCC) جدار القص (FWC) .
- أول تلدن يحدث في الكمرة (FBY) العمود (FCY) جدار القص (FWY) .
- الانتقال الهدف (الانتقال الحدي) حسب كود التاهيل ATC40 .
- مرة ونصف الانتقال الهدف DT (أي 1.5DT).

وفق الطريقة A من الكود ATC40 يحسب الانتقال الموافق لمستوى الأداء لكل منشأ ويوضح على منحني الاستطاعة (PP). الهدف من استخدام بارامترات أول تلدن للعناصر ووضعها على منحني الاستطاعة هو الحصول على مستوى الأداء للمبنى حسب FEMA273 وهذا ما نجده في الشكل (3) الذي يوضح مواقع النقط.

وفق كود التاهيل ATC40 : إذا حدث أول تلدن للعناصر ضمن مستوى IO فسيكون أداء المنشأ ككل IO. وإذا كان أول عنصر يصل إلى حد الخضوع ضمن مستوى LS فسيكون أداء المنشأ ككل LS. وبنفس الطريقة إذا كان أول تلدن للعناصر ضمن مستوى CP فسيكون أداء كل المنشأ CP. يبين الشكل(4) نتائج المباني الأربعة المدروسة (تم تصغير مقياس منحني الاستطاعة في هذا الشكل لتوضيح المجال اللاخطي للمباني).



الشكل(3): معيار مستويات الأداء وفق FEMA273 [8]

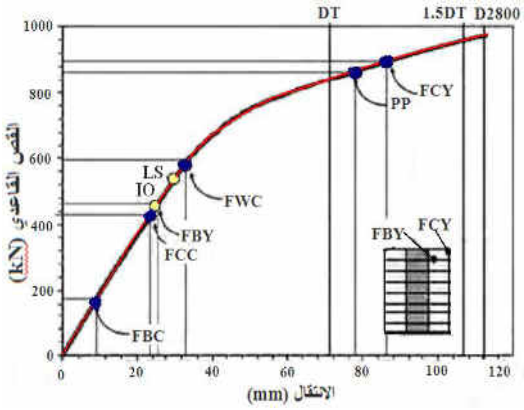
تدل النتائج على أنه بعد أن يتشقق أول عنصر ويتعرض لانتقالات كبيرة يصل إلى مرحلة التلدن. في بقية الأبنية - ما عدا بناء 8 أدوار- فإن أول عنصر يصل إلى مرحلة التلدن هو أحد الجوائز ويكون مستوى أداء هذا العنصر عند حد الـ CP بينما يكون مستوى الأداء للمنشأ متقدم بشكل كبير عنه، أي أن أداء هذه الأبنية في التحليل الاستاتيكي اللاخطي ولأجل سطح الخطر1 لا يؤمن الحد الـ LS. وكذلك فإن مستوى أداء كل المنشأ يقع بين أول تلدن للجدار وأول تلدن للعمود.

يدل ترتيب تشكل المفاصل اللدنة في العناصر الأصلية على منحني الاستطاعة على أن نقطة الهدف للمنشأ تقع بين حد الـLS و حد الـ CP.

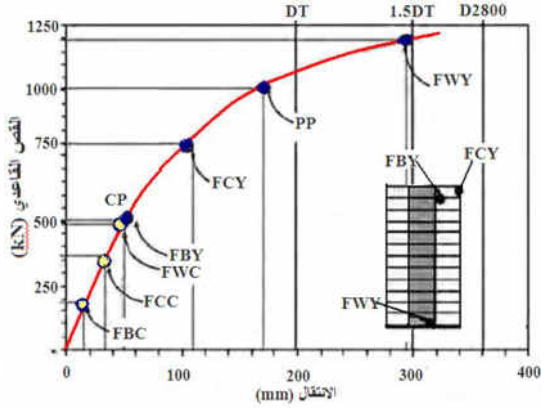
2-5 المرحلة الثانية- مقدار دوران العناصر اللدنة

يحدد مقدار الدوران اللدن لكل عنصر من عناصر النماذج المختلفة باستخدام تحليلات استاتيكية وديناميكية لاخطية وباستخدام نموذج رياضي للمبنى. يجب أن يذكر بأنه في برنامج IDARC يعطى الدوران اللدن للجوائز والأعمدة بشكل مباشر في المخرجات أما مخرجات جدران القص فتعطى بشكل انحناء وليس دوران، ولتبديل الانحناء إلى الدوران اللدن نستخدم العلاقة البسيطة $\theta = \emptyset . L_p$ ولحساب الطول اللدن للمفصل L_p تستخدم علاقة باولي وبريستلي $L_p = 0.08\,L + 0.022\,d_b.f_y$ ، حيث d_b : القطر الاسمي لفولاد التسليح و f_y : مقاومة الخضوع بالـ Mpa [36].

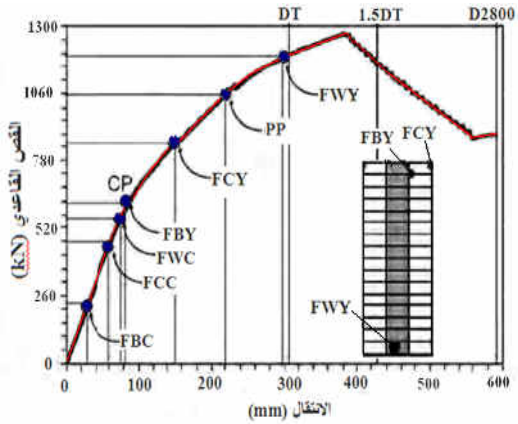
بعد تعيين مستوى أداء العناصر يتم تعيين العنصر الحرج في كل دور وأخيراً يتم تعيين العنصر الحرج لكل المنشأ. ومن ثم يتم تحديد نقطة الانتقال الهدف حسب كود التأهيل (DT) و 1.5DT على منحني الاستطاعة الذي حصلنا عليه من التحليل الاستاتيكي اللاخطي كما يحدد الانتقال المقابل لحد الانهيار CP المبني على أساس مقدار الدوران اللدن لكل عنصر من عناصر المنشأ.



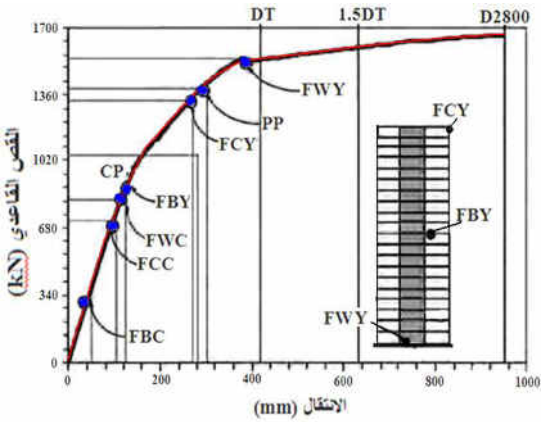
أ- مبنى 8 أدوار



ب- مبنى 12 دور



ج- مبنى16 دور



د- مبنى20 دور

الشكل(4): منحني السعة والسلوك الزلزالي في التحليلات الاستاتيكية اللاخطية (نموذج توزيع الحمولات بشكل أسي)

ملاحظة هامة: في التحليلات الديناميكية اللاخطية إذا أدى الزلزال إلى انهيار كل المنشأ ولم يكن من الممكن الاستفادة من العوامل المتاحة فإنه يتم حذف النتائج المتعلقة بهذا الزلزال من متوسط النتائج. تم تسمية مثل هذه التحاليل في جدول النتائج (ديناميكي*).

في التحليلات الديناميكية اللاخطية انهارت المباني:

- انهار نموذج الـ 8 أدوار تحت تأثير زلزال نورثريدج.
- انهار نموذج الـ 12 دور تحت تأثير زلزال نورثريدج.
- انهار نموذج الـ 16 دور تحت تأثير زلزال لوما بريتا.
- في حين لم ينهار نموذج الـ 20 دور تحت تأثير أي من الزلازل المدروسة.

تظهر النتائج أن:

- في نموذج الـ 8 أدوار: تمكنت جميع العناصر من تحقيق شروط سطح الخطر1 (LS) في حد الانتقال الهدف (DT)، أما بالنسبة لقيم (1.5DT) وقيم حد الانتقال وفق الـ CP والمتوسط الديناميكي* فلم تتمكن من تحقيق شروط سطح الخطر1.
- في نموذج الـ 12 دور: العناصر التي لم تتمكن من تحقيق شروط سطح الخطر(1) هي:
  8.33% (20.83% من الجوائز) في أجل حد الانتقال الهدف (DT).

  11.67% (29.17% من الجوائز) من أجل مرة ونصف من حد الانتقال الهدف (1.5DT).

  41.67% (كامل الجوائز و 8.33% من الأعمدة) في حد الـ CP.

  15% (37.5% من الجوائز) في المتوسط الديناميكي.

و لكن في المتوسط الديناميكي* 60% من العناصر (100% من الجوائز، 50%من الأعمدة، 25% من جدران القص).

- في نموذج الـ 16 دور العناصر التي لم تتمكن من تحقيق شروط سطح الخطر(1) هي:
  11.25% (28.13% من الجوائز) في حد الانتقال الهدف(DT).

  22.5% (53.13% من الجوائز و6.25% من الأعمدة) من أجل مرة ونصف من حد الانتقال الهدف (1.5DT).

  62.5% من العناصر (100% من الجوائز، 5%من الأعمدة، 18.75% من جدران القص) في المتوسط الديناميكي, و لكن في المتوسط الديناميكي* 33.75% من العناصر (81.25% من الجوائز، 6.25% من الأعمدة).

- في نموذج الـ 20 دور العناصر التي لم تتمكن من تحقيق شروط سطح الخطر(1) هي:
  10% (25% من الجوائز) من أجل حد الانتقال الهدف (DT) حسب كود التأهيل.

  25% (60% من الجوائز و 5% من الأعمدة) من أجل مرة و نصف من حد الانتقال الهدف(1.5DT)

  49% من العناصر (100% من الجوائز، 45% من الأعمدة) في المتوسط الديناميكي، ولكن في المتوسط الديناميكي* 30% من العناصر (75% من الجوائز).

و لذلك فإن مستويات الأداء للمباني المدروسة حسب الدوران اللدن للعناصر هي:

- للنموذج 8 أدوار: مستوى الأداء حسب نقطة الانتقال الهدف (DT) و 1.5DT وحسب المتوسط الديناميكي هي CP، ولأجل المتوسط الديناميكي* هي LS.

- للنموذج 12 دور: مستوى الأداء للمنشأ حسب نقطة الانتقال الهدف (DT) و 1.5DT وحسب المتوسط الديناميكي هي انهيار (Collapse)، ولأجل المتوسط الديناميكي* هي CP.
- للنموذج 16 دور: مستوى الأداء للمنشأ حسب نقطة الانتقال الهدف (DT) هي CP ولأجل الـ 1.5DT والمتوسط الديناميكي والمتوسط الديناميكي* هي انهيار(Collapse).
- للنموذج 20 دور: مستوى الأداء للمنشأ حسب نقطة الانتقال الهدف (DT) و 1.5DT هي CP وحسب المتوسط الديناميكي والمتوسط الديناميكي* هي انهيار(Collapse). يوضح الجدول(3) خلاصة هذه النتائج.

الجدول(2): مستوى الاداء لكل دور حسب الدوران اللدن في الاعضاء الانشائية

طابق	بناء 8 طوابق					بناء 12 طابق				
	مستوى الأداء الموافق للانتقال عند مستوى السطح حسب حد الانهيار					مستوى الأداء الموافق للانتقال عند مستوى السطح حسب حد الانهيار				
	الانتقال الهدف	الانتقال الهدف*1.5	منع الانهيار	ديناميكي	ديناميكي*	الانتقال الهدف	الانتقال الهدف*1.5	منع الانهيار	ديناميكي	ديناميكي*
12						LS	LS	> CP	CP	LS
11						CP	CP	> CP	CP	CP
10						CP	CP	> CP	CP	CP
9						CP	CP	> CP	CP	CP
8	IO	IO	LS			CP	CP	> CP	> CP	CP
7	LS	LS	LS	LS	LS	CP	CP	> CP	> CP	> CP
6	LS	LS	LS	LS	LS	CP	CP	> CP	> CP	> CP
5	IO	LS	LS	LS	LS	LS	CP	> CP	> CP	> CP
4	IO	LS	LS	> CP	LS	LS	LS	> CP	> CP	> CP
3	IO	LS	LS	> CP	IO	LS	LS	> CP	> CP	> CP
2	IO	IO	LS	> CP	IO	IO	LS	> CP	> CP	> CP
1	IO	IO	IO	> CP	IO	IO	IO	> CP	> CP	> CP

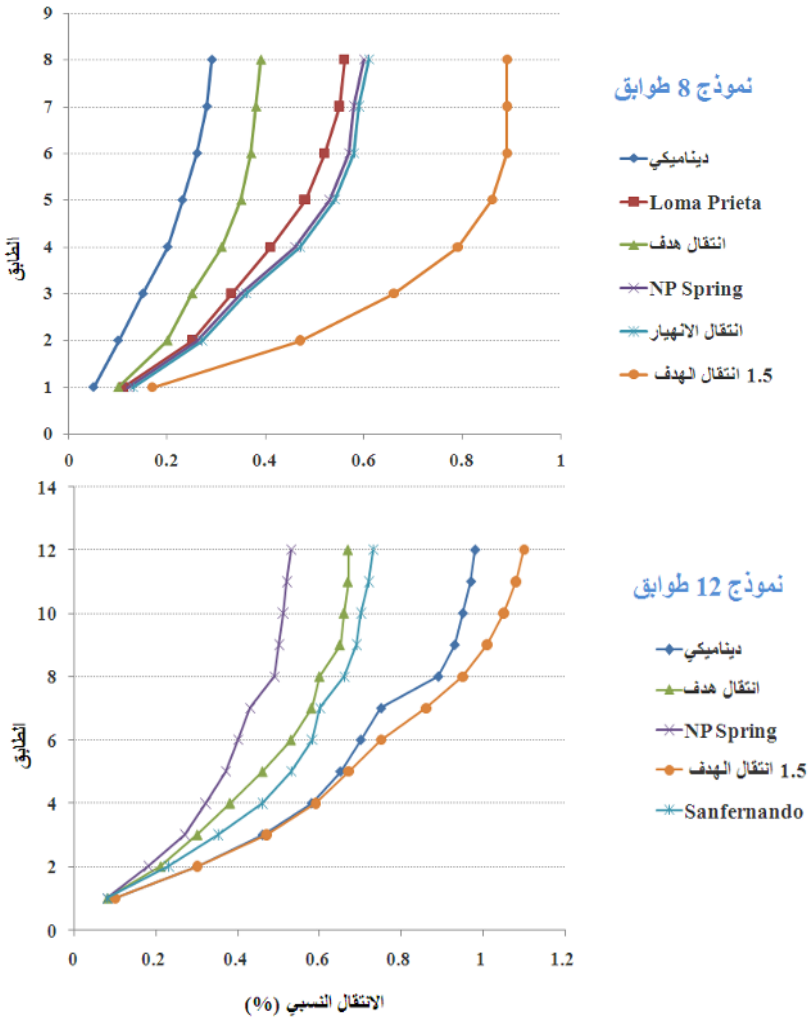
تابع الجدول(2): مستوى الاداء لكل طابق حسب الدوران اللدن في الاعضاء الانشائية

طابق	بناء 16 طابق					بناء 20 طابق				
	مستوى الأداء الموافق للانتقال عند مستوى السطح حسب حد الانهيار					مستوى الأداء الموافق للانتقال عند مستوى السطح حسب حد الانهيار				
	الانتقال الهدف	الانتقال الهدف*1.5	منع الانهيار	ديناميكي	ديناميكي*	الانتقال الهدف	الانتقال الهدف*1.5	آستانة فروريزش	ديناميكي	ديناميكي*
20						CP	CP	> CP	> CP	CP
19						CP	> CP	> CP	> CP	> CP
18						CP	> CP	> CP	> CP	> CP
17						CP	> CP	> CP	> CP	> CP
16	LS	CP		CP	> CP	CP	> CP	> CP	> CP	> CP
15	CP	> CP		> CP	> CP	CP	CP	> CP	> CP	> CP
14	CP	> CP		> CP	> CP	CP	CP	> CP	> CP	> CP
13	CP	> CP		> CP	> CP	CP	CP	> CP	> CP	> CP
12	CP	> CP		> CP	> CP	CP	CP	> CP	> CP	> CP
11	CP	> CP		> CP	> CP	CP	CP	> CP	> CP	> CP
10	CP	> CP		> CP	> CP	LS	CP	> CP	> CP	> CP
9	CP	> CP		> CP	> CP	LS	CP	> CP	> CP	> CP
8	CP	CP		> CP	> CP	LS	CP	> CP	> CP	CP
7	CP	CP		> CP	> CP	LS	CP	> CP	> CP	CP
6	LS	CP		> CP	> CP	LS	CP	> CP	> CP	CP
5	LS	CP		> CP	> CP	LS	CP	> CP	> CP	CP
4	LS	LS		CP	> CP	LS	CP	> CP	> CP	LS
3	IO	LS		LS	> CP	LS	LS	> CP	> CP	LS
2	IO	IO		IO	> CP	IO	LS	> CP	> CP	LS
1	IO	IO		IO	> CP	IO	LS	> CP	> CP	IO

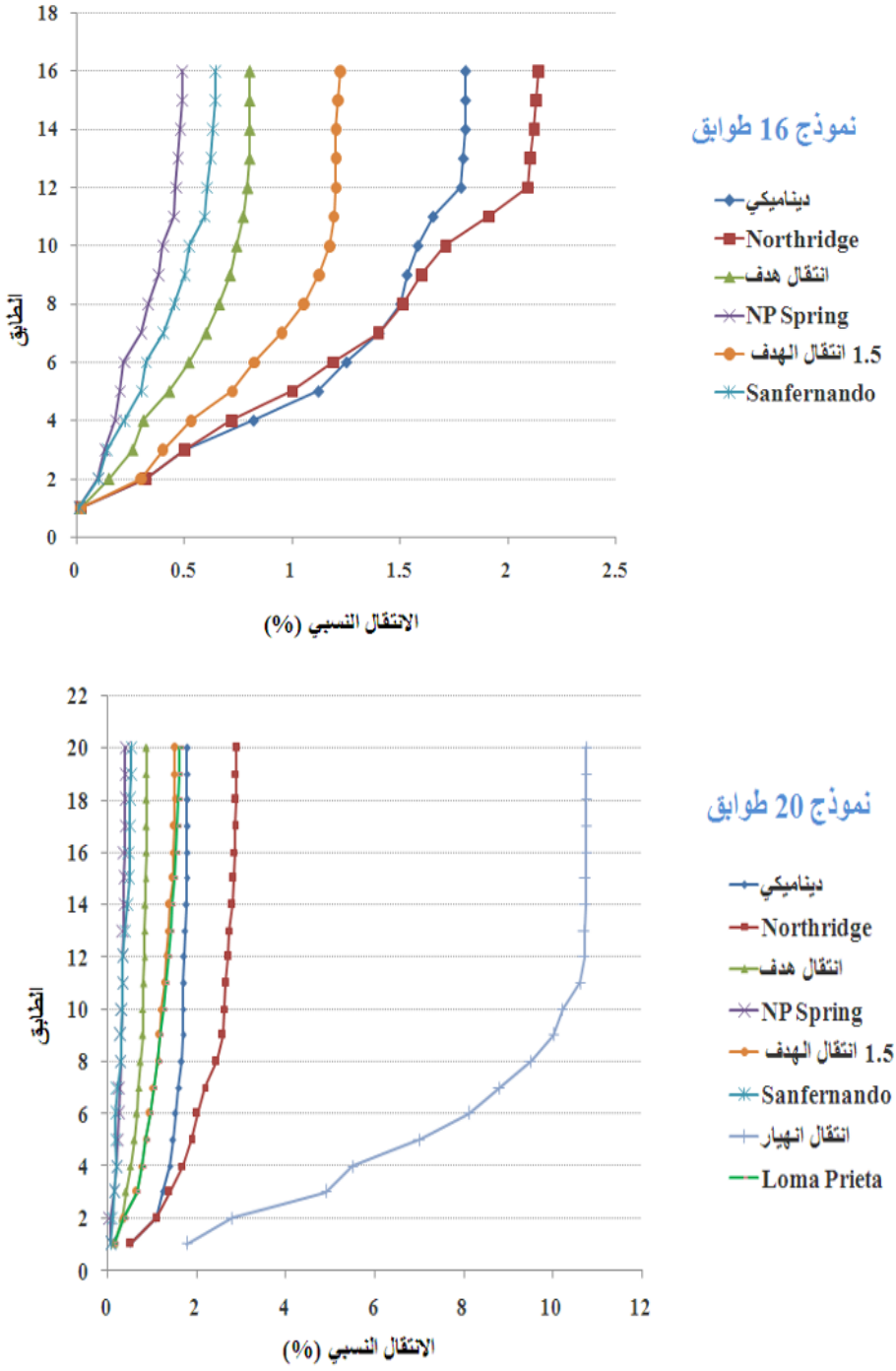
3-5 المرحلة الثالثة - مقدار الانتقال النسبي الجانبي

يتم تحديد مستوى الأداء للمنشأ في هذه المرحلة حسب الانتقال النسبي الجانبي (أو في الواقع الانتقال الدائم المتبقي للمنشأ). يمكن العودة إلى شرح مفصل لهذه المرحلة في FEMA356. لذلك يتم تعيين الانتقال الجانبي النسبي لكل دور بالاستفادة من التحليلات الاستاتيكية والديناميكية اللاخطية ومن ثم وبالاعتماد على معايير الانتقال الجانبي للأدوار يتم تحديد الدور الحرج وبالنتيجة يتم تحديد مستوى أداء المنشأ.

في هذه المرحلة تم حساب مقدار الانتقال الجانبي النسبي للأدوار لكل من النماذج مع الأخذ بعين الاعتبار كل أشكال التحميل (توزيع أسي، مثلث مقلوب، توزيع منتظم...) وباستخدام التحاليل الاستاتيكية اللاخطية، وكذلك تم حساب حد الانتقال الهدف (DT) و 1.5DT والانتقال المقابل لحد الانهيار CP ، وتم رسم مخطط الانتقال الجانبي للأدوار لكل النماذج. تم عرض نتائج التحميل الأسي فقط في الشكل(5) (لمنع التكرار).



الشكل(5): منحني الانتقالات الجانبية النسبية الناتجة عن التحليلات الاستاتيكية اللاخطية (نموذج توزع الحمولات بشكل أسي) والتحليلات الديناميكية اللاخطية



تابع الشكل(5): منحني الانتقالات الجانبية النسبية الناتجة عن التحليلات الاستاتيكية اللاخطية (نموذج توزع الحمولات بشكل أسي) والتحليلات الديناميكية اللاخطية

لدراسة السلوك الزلزالي للمباني فقد تم فحص بعض النقاط من منحني الاستطاعة مع تغير الانتقالات النسبية وكانت النتيجة:

يتناسب متوسط الانتقالات النسبية للأدوار في المبنى 8 أدوار و 12 دور مع 1.5DT، وفي المبنى 16 دور مع 1.5DT، و في المبنى 20 دور: في الأدوار السفلية يتناسب مع 1.5DT، وفي الأدوار العليا يكون متوسط الانتقالات النسبية بين حد الـ 1.5DT والانتقال المقابل للانهيار. في الجدول (3) و (4) تم تحديد مستوى الأداء لكل دور بالاعتماد على مقدار الانتقال النسبي الجانبي.

الجدول(3): مستوى أداء كل دور حسب الانتقالات الجانبية المدنة في الأبنية ذات الـ 8 و 12 دور

طابق	بناء 8 طوابق				بناء 12 طابق			
	الانتقال الهدف	الانتقال الهدف*1.5	منع الانهيار	بينامكي*	الانتقال الهدف	الانتقال الهدف*1.5	منع الانهيار	بينامكي*
12					CP	CP	> CP	CP
11					CP	CP	> CP	CP
10					CP	CP	> CP	CP
9					CP	CP	> CP	CP
8	LS	CP	CP	CP	CP	CP	> CP	CP
7	LS	CP	CP	CP	CP	CP	> CP	CP
6	LS	CP	CP	CP	CP	CP	> CP	CP
5	LS	CP	CP	CP	LS	CP	> CP	CP
4	LS	LS	CP	LS	LS	CP	> CP	CP
3	LS	LS	CP	LS	LS	LS	> CP	LS
2	LS	LS	LS	LS	LS	LS	> CP	LS
1	LS	LS	LS	LS	LS	LS	CP	LS

الجدول(4): مستوى أداء كل طابق حسب الانتقالات الجانبية اللدنة في الأبنية ذات الـ 16 و 20 طابق الانشائية

طابق	بناء 16 طابق				بناء 20 طابق			
	الانتقال الهدف	الانتقال الهدف*1.5	منع الانهيار	ديناميكي*	الانتقال الهدف	الانتقال الهدف*1.5	منع الانهيار	ديناميكي*
20					CP	CP	> CP	CP
19					CP	CP	> CP	CP
18					CP	CP	> CP	CP
17					CP	CP	> CP	CP
16	CP	CP	CP	CP	CP	CP	> CP	CP
15	CP	CP	CP	CP	CP	CP	> CP	CP
14	CP	CP	CP	CP	CP	CP	> CP	CP
13	CP	CP	CP	CP	CP	CP	> CP	CP
12	CP	CP	CP	CP	CP	CP	> CP	CP
11	CP	CP	CP	CP	CP	CP	> CP	CP
10	CP	CP	CP	CP	CP	CP	> CP	CP
9	CP	CP	CP	CP	CP	CP	> CP	CP
8	CP	CP	CP	CP	CP	CP	> CP	CP
7	CP	CP	CP	CP	CP	CP	> CP	CP
6	CP	CP	CP	CP	CP	CP	> CP	CP
5	LS	CP	CP	CP	CP	CP	> CP	CP
4	LS	CP	CP	CP	LS	CP	> CP	CP
3	LS	LS	CP	CP	LS	CP	> CP	CP
2	LS	LS	LS	LS	LS	CP	> CP	LS
1	LS	LS	LS	LS	LS	LS	CP	LS

وقد كانت مستويات أداء الأبنية المدروسة حسب الانتقال النسبي الجانبي لكل دور على الشكل التالي:

- في مبنى 8 أدوار: مستوى أداء المنشأ ككل متوافق مع حد الانتقال الهدف DT عند مستوى الـLS ، ومتوافق مع 1.5DT ومع المتوسط الديناميكي* عند مستوى الـ CP.
- في مبنى 12 دور: فإن مستوى أداء المنشأ متوافق مع حد الانتقال الهدف DT و 1.5DT والمتوسط الديناميكي* عند مستوى الـCP، ومتناظر مع الانتقال اللاخطي في مرحلة الانهيار عند مستوى الـ Collapse.
- في مبنى 16 دور: كان مستوى أداء المنشأ متناظر مع حد الانتقال الهدف DT و 1.5DT ومع المتوسط الديناميكي* عند مستوى الـCP.
- في مبنى 20 دور: فإن مستوى أداء المنشأ متناظر مع حد الانتقال الهدف DT و 1.5DT مع والمتوسط الديناميكي* عند مستوى الـCP، ومتناظر مع الانتقال اللاخطي في مرحلة الانهيار عند مستوى الـ Collapse. تلخص هذه النتائج في الجدول (5).

الجدول(5): مستوى أداء الأبنية المدروسة حسب الدوران اللدن، الانتقالات الجانبية النسبية ومؤشر الخسارةالانشائي

حد تعيين مستوى أداء المنشآت	بناء 8 طوابق			بناء 12 طابق		
	الدوران اللدن	الانحراف الجانبي	مؤشر ضرر	الدوران اللدن	الانحراف الجانبي	مؤشر ضرر
الانتقال الهدف	LS	LS	M	CP	CP	M
الانتقال الهدف*1.5	LS	CP	S	CP	CP	S
منع الانهيار	LS	CP	S	> CP	> CP	S
المتوسط الديناميكي*	LS	CP	S	CP	CP	S
المتوسط الديناميكي	CP		S	> CP		S
حد تعيين مستوى أداء المنشآت	بناء 16 طابق			بناء 20 طابق		
	الدوران اللدن	الانحراف الجانبي	مؤشر ضرر	الدوران اللدن	الانحراف الجانبي	مؤشر ضرر
الانتقال الهدف	CP	CP	M	CP	CP	S
الانتقال الهدف*1.5	> CP	CP	S	> CP	CP	S
منع الانهيار				> CP	> CP	S
المتوسط الديناميكي*	> CP	CP	S	> CP	CP	S
المتوسط الديناميكي	CP		S	> CP		S

تظهر مقارنة النتائج الواردة في الجدول (3) مع النتائج في الجداول (3) و (4) أن الحصول على مستوى الأداء في الطرق الاستاتيكية والديناميكية اللاخطية بطريقة الانتقال النسبي الجانبي للأدوار هي أكثر أماناً من مستوى الأداء بطريقة الدوران اللدن. وكما هو معلوم فإن طريقة الانتقال النسبي هي طريقة تقريبية وتستخدم غالباً للحصول على مستوى أداء المنشأ ككل ولا يمكن مقارنتها مع طريقة الدوران اللدن كونها أكثر أماناً.

4-5 المرحلة الرابعة - مؤشر ضرر العناصر والمنشأ بأكمله

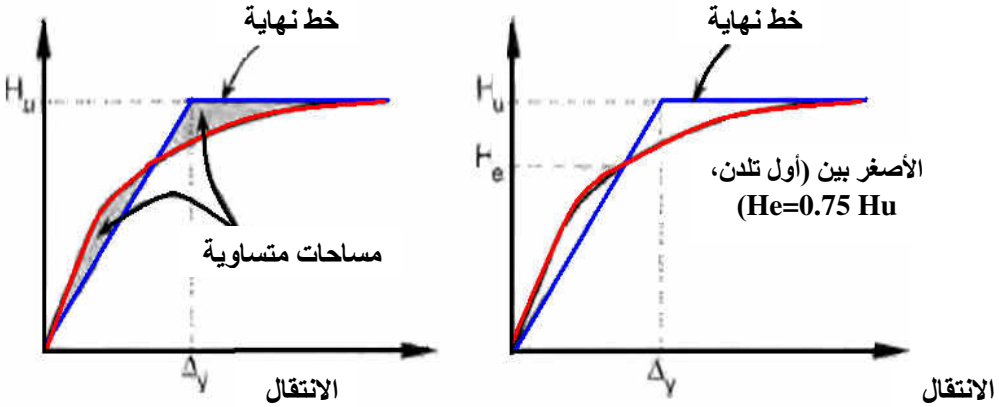
يتم تحديد مستوى الأداء للعناصر والمنشأ في هذه المرحلة عن طريق استخدام مؤشر ضرر العناصر والمنشأ. كما ذكر سابقاً فإنه يتم تعيين مقدار الضرر اعتماداً على المؤشرين: الأول هو مؤشر بارك وانغ[13] الذي يتأثر بعوامل مختلفة مثل مقدار الطاقة الممتصة، الانتقال عند حد الخضوع والانتقال النهائي للمنشأ، والثاني هو مؤشر

قبارا المبني على تغيرات القساوة. للحصول على مقدار الضرر حسب علاقة القساوة فيجب تحويل منحني الاستطاعة (قوة – انتقال) إلى منحني مؤلف من خطين.

لتقدير الانتقال في هذا البحث فقد تم الاعتماد على تعريفين :

أ) الانتقال عند حد الخضوع لنظام مرن – لدن مكافىء مشابه للنظام الفعلي.

ب) الانتقال عند حد الخضوع للنظام المرن – اللدن المكافىء، حيث يتم الحصول على القساوة المخفضة بواسطة القساوة القاطعة. القساوة القاطعة هي الأقل من (نقطة الخضوع الأولي، 0.75 من الحمولة الجانبية النهائية H_u). يبين الشكل (6) هذان التعريفان.



(أ) حسب الأنظمة المرنة- اللدنة بطريقة القساوة المخفضة المعادلة

(ب) حسب الانظمة المرنة ـ اللدنة بطريقة امتصاص الطاقة المعادلة

الشكل(6): طريقة تمثيل (تحويل) منحنيات السعة أو الاستجابة الكلية للمبنى (بشكل خطين عوضاً عن المنحني)[41]

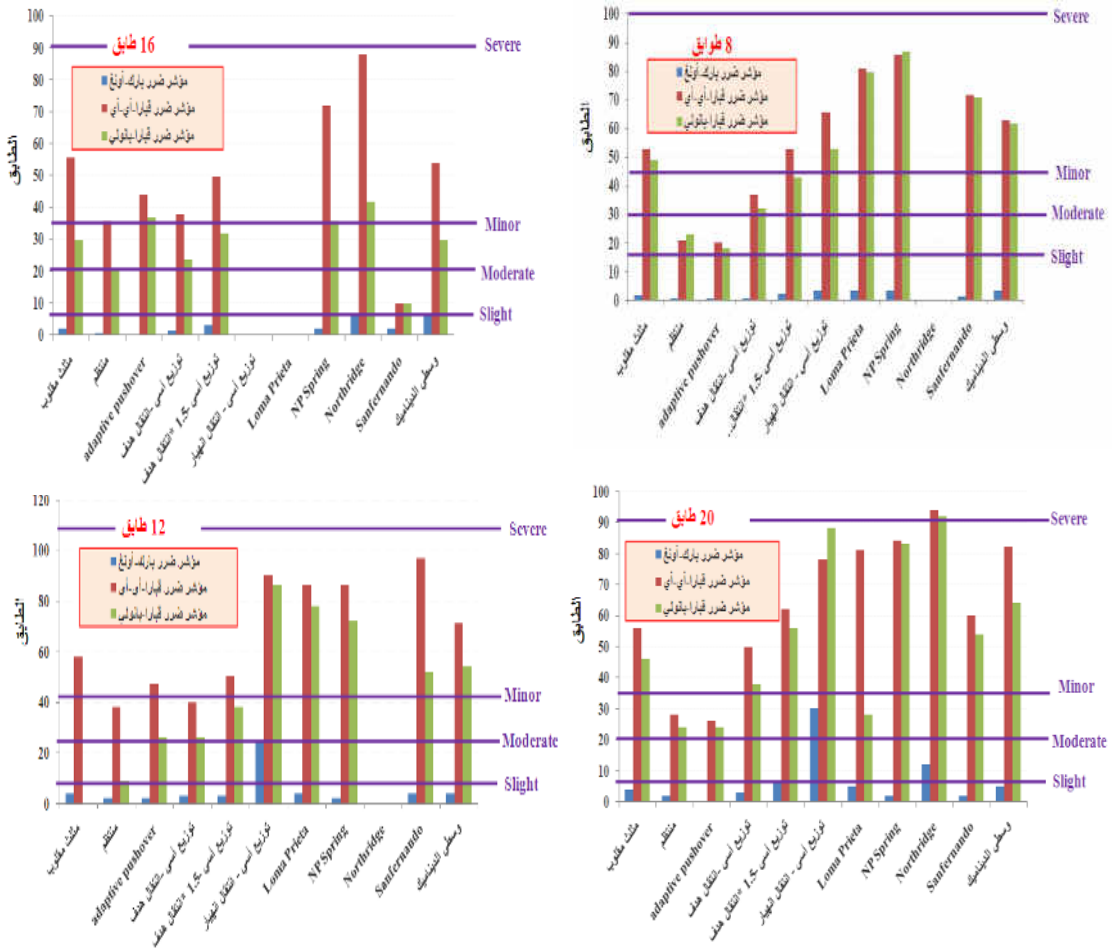
تم الاستفادة من التعريف (أ) بسبب استخدامه في كود التأهيل كما تم الاستفادة من التعريف (ب) لأنه يعطي أجوبة أفضل في منشآت الخرسانة المسلحة. لذلك تم تعيين مؤشر الضرر لكل أشكال التحميل الاستاتيكية اللاخطية وكذلك حد الانتقال الهدف الوارد في كود التأهيل ومرة ونصف من قيمة هذا الحد وحد الانتقال المقابل لانهيار المبنى وحد الانتقال في التحليلات الديناميكية اللاخطية.

أعطى مؤشر ضرر بارك-انغ المستخدم في برنامج الـ IDARC قيم صغيرة لكل المباني المدروسة.

بينما كانت قيم الضرر وفق طريقة قبارا (والتي تم حسابها بطريقتي الطاقة وتخفيض القساوة المستخدمتين لتحويل المنحني إلى خطين في التحليلات الاستاتيكية والديناميكية اللاخطية): في نموذج 8 أدوار كانت النتائج متساوية تقريباً في الطريقتين، وفي نموذج 12 و 16 دور كانت قيمة مؤشر الضرر بطريقة الطاقة أكبر من القيمة الموافقة المحسوبة بطريقة تخفيض القساوة، في حين كانت النتائج المتعلقة بـنموذج 20 دور باستخدام طريقة التحليل الاستاتيكي اللاخطي ووفق طريقة الطاقة أكبر من نتائج طريقة تخفيض الطاقة، أما في التحليلات الديناميكية اللاخطية فقد كانت النتائج متساوية تقريباً في الطريقتين.

في التحليلات الديناميكية فقد نتج أكبر ضرر للنموذج 8 أدوار من زلزال NPspring في حين نتج أكبر ضرر في نماذج 16 و 20 دور من زلزال نورتريج، كما تولد أكبر ضرر في النموذج 12 دور من زلزال سان فرناندو عند استخدام طريقة تساوي الطاقة، ومن زلزال لومابريتا عند استخدام طريقة القساوة المخفضة.

يوضح الشكل (7) مستويات الأداء حسب مؤشر ضرر كل عنصر ودور ولكل التحليلات الاستاتيكية اللاخطية والديناميكية اللاخطية



الشكل(7): مقدار الخسارة الحاصلة للمنشآت المدروسة حسب مؤشر خسارة قبارا و بارك-أونغ

يلاحظ من الشكل(7) بأن مستوى الأداء الكلي حسب قبول الضرر:

- في نموذج 8 أدوار: عند حد الانتقال الهدف كان الضرر متوسط (Moderate)، أما في حالة حد 1.5DT والانتقال عند حد الانهيار ومتوسط الانتقال الديناميكي* فقد كان الضرر شديد (Severe).
- في نموذج 12 دور: عند حد انتقال الهدف حسب طريقة القساوة المخفضة فقد كان الضرر قليل (Minor) وحسب طريقة تساوي الطاقة فقد كان الضرر متوسط، أما حالة حد 1.5DT فحسب طريقة القساوة المنخفضة كان الضرر متوسط، في حين أنه اعتماداً على طريقة تساوي الطاقة وعند الانتقال عند حد الانهيار ومتوسط الانتقال الديناميكي* فقد كان الضرر شديدة (Severe).
- في نموذج 16 دور: فعند انتقال الهدف ووفق طريقة القساوة المخفضة كان الضرر قليل (Minor)، وحسب طريقة تساوي الطاقة فقد كان الضرر متوسط، وفي حالة حد 1.5DT حسب طريقة القساوة المنخفضة كان الضرر متوسط، وعند استخدام طريقة تساوي الطاقة فقد كان الضرر شديد، أما الانتقال عند حد الانهيار ومتوسط الانتقال الديناميكي* وحسب طريقة القساوة المخفضة فقد كان الضرر متوسط وحسب تساوي الطاقة كان الضرر شديد(Severe).
- في نموذج 20 دور: في انتقال الهدف حسب طريقة القساوة المخفضة كان الضرر متوسط، وحسب طريقة تساوي الطاقة فقد كان الضرر شديد، وفي حالة حد 1.5DT وحسب طريقة القساوة المنخفضة كان الضرر متوسط، وحسب طريقة تساوي الطاقة فقد كان الضرر شديد، وفي الانتقال عند حد الانهيار ومتوسط الانتقال الديناميكي* كان الضرر شديد.

6- النتيجة

تم التوصل إلى النتائج التالية في النظم الإنشائية المختلطة والتي يمكن تعميمها على جميع أنواع النظم الإنشائية:

1- يتناسب متوسط الانتقال النسبي للأدوار الناتج عن التحليل الديناميكي اللاخطي مع قيمة حد الانتقال المقابل لـ مرة ونصف الانتقال الهدف، ويفضل صرف النظر عن التحليلات الديناميكية اللاخطية في الحالات التي يكون من المعقد تفسير نتائجها واستخدام قيم الانتقالات النسبية الناتجة من التحليلات الاستاتيكية اللاخطية بدلاً منها.

2- دلت مقارنة مؤشر الضرر حسب نموذج بارك – انغ مع نموذج قبارا مع استخدام كلاً من طريقة تساوي الطاقة والقساوة المخفضة المستخدمة في تقريب المنحني إلى خطين على تقارب ضعيف بين الطريقتين، وقد كان مؤشر الضرر في طريقة تساوي الطاقة أكبر منه من طريقة القساوة المخفضة.

3- بملاحظة أن مستوى الأداء لأكثر النماذج المدروسة لم يكن مساوياً لحد الـ (LS) وأن مقدار الضرر حسب مؤشر بارك-انغ كان قليلاً (عند مرحلة الشقوق القليلة) فإنه يفضل الاستفادة من طريقة القساوة لحساب مؤشر الضرر بسبب قرب نتائجها من نتائج كود التأهيل (المبنية على الدوران اللدن للعناصر).

4- لاتوجد علاقات صريحة بين مؤشرات الضرر ومستويات الأداء الناتج لتسريع حسابات تقوية وتأهيل المنشآت ذات النظم الإنشائية المختلطة. يمكن اعتماد أن مستوى الأداء المقابل لمؤشر الضرر المتوسط يعادل مستوى الـ (LS) وفي حين أن مؤشر الضرر الشديد يعادل لـ (CP).

5- حسب طريقة كود التاهيل الزلزالي فإنه إذا كان عنصر من المنشأ لايحقق مستوى أداء معين فإن كل المنشأ لايحقق مستوى الأداء هذا، بينما في أكثر الأحيان نجد أنه عندما لا يحقق عدد من الأعمدة والجوائز مستوى أداء معين فإن المنشأ يبقى مستقراً وأن قيمة الانتقال عند السطح (الدور الأخير) لم تصل الى حد الانهيار. ومن هنا يجب أن تتم أبحاث أكثر بهدف تعيين حدود هذه الاختلافات ليتم الاستفادة من الاستطاعة ومستوى الأداء الحقيقيين في تصميم تقوية وتأهيل هذا النوع من الأبنية .

7- المراجع

1. Abrams, D.P. (1980). “Experimental Study of Reinforced Concrete Frame-Wall Structures Subjected to Strong Earthquake Motions”, Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, 191-198.
2. Kunnath, S.K. et al (1990). “Analytical Modeling of Inelastic Seismic Response of RC Structures”, Jour. Struc. Engg. 116(4).
3. Liao, Wen-I. et al (2004). “Experimental Studies of High Seismic Performance Shear Walls”, Proc. of 13th World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C. Canada, Paper No. 501.
4. Maheshw, A. and Santhakumar, A.R. (2004). “Capacity Design for Tall Buildings with Mixed System”, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 2367.
5. Hong-Nan, L. and Bing, L. (2004). “Experimental Study on Seismic Restoring Performance of Reinforced Concrete Shear Walls”, 13th World Conference on Earthquake Engineering,Vancouver, B.C., Canada , Paper No. 1559.
6. Ranai, R.J.L. and Zekioglu, A. (2004). “Pushover Analysis of 19 Story Concrete Shear Wall Building,” 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No.133.
7. Applied Technology Council (1996). “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, Report ATC 40.
8. Federal Emergency Management Agency (1997). “Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, FEMA 273.

9. Federal Emergency Management Agency (1997). "Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 274.
10. Federal Emergency Management Agency (2000). "Prestandard and Vommentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 356.
11. Federal Emergency Management Agency (2000). "Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Basic Procedures Manual", FEMA 306.
12. Federal Emergency Management Agency (2000). "Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Technical Resources", FEMA 307.
13. Park, Y.J. and Ang, A.H-S. (1985). "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, 11(ST4), 722-739.
14. Park, Y.J., Ang, A.H-S., and Wen, Y.K. (1985). "Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings", Journal of Structural Engineering, ASCE, 11(ST4), 740-757.
15. Ghobarah, A., Abou-Elfath, H., and Biddah, A. (1999). "Response-Based Damage Assessment of Structures", Earthquake Engineering Structural Dynamics, 28, 79-104.
16. Banon, H. et al (1981). "Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, 107(ST9), 1713-1729.
17. Sordo, E., Teran, A., Geurrero, J.J., and Hglesias, J. (1989). "Ductility and Resistance Requirements Imposed on a Concrete Building", Earthquake Spectra, 5(1), 41-50.
18. Penzien, J. (1993). "Seismic Design Criteria for Transportation Structures", Structural Engineering in Natural Hazard Mitigation, Proc. ASCE Structures Congress, Irvine, CA, 1, 4-36.
19. Toussi, S. and Yao, J.T.P. (1982). "Hysteresis Identification of Existing Structures, Journal Engg. Mech. ASCE, 109(5), 1189-1203.
20. Stephens, J.E. and Yao, J.T.P. (1987). "Damage Assessment Using Response Measurements", Journal of Structural Engineering, ASCE, 113(4), 787-801.
21. Roufaeil, M.S.L. and Meyer, C. (1987a). "Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of RC Frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, 113(3), 429-444.
22. Roufaeil, M.S.L. and Meyer, C. (1987b). "Reliability of Concrete Frames Damaged by Earthquakes", Journal of Structural Engineering, ASCE, 113(3), 445-457.
23. Wang, M.L. and Shah, S.P. (1987). "Reinforced Concrete Hysteresis Model Based in the Damage Concept", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 15(8), 993-1003.
24. Wang, M.L. and Wang, J. (1992). "Nonlinear Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Structures", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 11(5), 255-268.
25. Jeong, G.D. and Iwan, W.D. (1988). "Effect of Earthquake Duration on the Damage of Structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 16(8), 1201-1211.
26. Chung, Y.S., Meyer, C., and Shinozuka, M. (1989a). "Modeling on Concrete Damage", Struc. Jour. American Concrete Institute, 86(3), 259-271.

27. Chung, Y.S., Meyer, C., and Shinozuka, M. (1989b). "Automated Damage-Controlled Design of RC Buildings", Proc. 5th Int. Conf. on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR 89), San Francisco, CA, 1, 383-390.
28. Chung, Y.S., Meyer, C., and Shinozuka, M. (1990). "Automated Seismic Design of Reinforced Concrete Building Frames", Structural Journal American Concrete Institute,87(3), 326-340.
29. Gosain, N.K., Brown, R.H., and Jirsa, J.O. (1977). "Shear Requirements for Load Reversals on RC Members", Journal of Structural Engineering, ASCE, 103(7), 1461-1476.
30. Darwin, D. and Nmai, C.K. (1986). "Energy Dissipation in RC Beams under Cyclic Load", Journal of Structural Engineering, ASCE, 112(8), 1829-1846.
31. Elms, D., Paulay, T., and Ogawa, S. (1989). "Code-Implied Structural Safety for Earthquake Loading", Proc. 5th Int. Conf. on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR 89), San-Francisco, CA, 3, 2003-2010.
32. Kratzig, W.B., Meyer, I.F., and Meskouris, K. (1989). "Damage Evolution in Reinforced Concrete Members under Cyclic Loading", Proc. 5th Int. Conf. on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR 89), San Francisco, CA, 2, 759-802.
33. IDARC 2D Version 4.0 (1996). "A Program for the Inelastic Damage Analysis of RC Buildings", Technical Report NCEER-96-0010.
34. Stone, W.C. and Taylor, A.W. (1993). "Seismic Performance of Circular Bridge Columns Designed in Accordance with AASHTO/ CALTRANS Standards, NIST Building Science Series 170, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
35. Otani, S. and Sozen, M.A. (1972). "Behavior of Multi-Storey Reinforced Concrete Frames During Earthquakes", Structural Research Series No. 392, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, IL.
36. Paulay, T. and Priestley, M.I.N. (1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Willy & Sons, New York.