الفصل الأول

حساب أحمال الزلازل وفق طريقة الكود العربي السوري

١- مقدمة

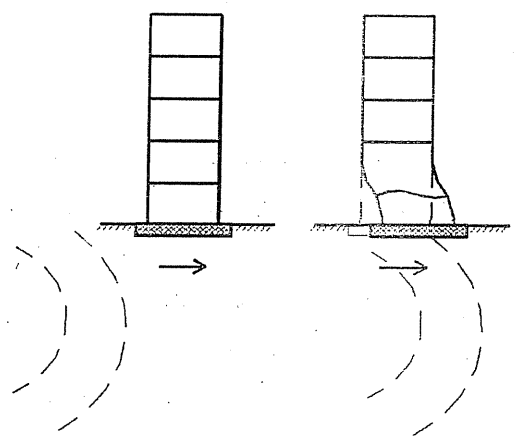
أن المرحلة التي تلي مرحلة التصميم المعماري للبناء هي مرحلة التحليل الإنشائي ، حيث أنه بعد أن ثبّت المهندسان الإنشائي والمعماري الشكل النهائي للبناء واتفقا على العناصر الإنشائية والمعمارية المكونة له من قواطع داخلية ومواد الواجهات ومواقع الأعمدة وموقع بيت الدرج وغير ذلك ، يصل البناء إلى مرحلة التحليل الإنشائي . في هذه المرحلة يقوم المهندس الإنشائي بحساب أحمال البناء الحية والميتة بدقة ومن ثم يجري الدراسات التحليلية للهيكل ليحصل على سلسلة الإجهادات التي تخضع لها العناصر الإنشائية ويحدد بالتالي أبعادها وتسليحها لمقاومة هذه الإجهادات .

بالإضافة إلى الأحمال السابقة يجب على المهندس الإنشائي أن يحدد القوى الأفقية التي ستتولد في البناء إذا ما أصيب بزلزال ما، ويحدد بالتالي توزع هذه القوى على العناصر الداخلية في الهيكل . هذه ليست مهمة سهلة إذ أن هذه القوى هي قوى تقديرية تحدث تشوهات في الهيكل مماثلة لما يحدثه الزلزال المفترض ، فإذا استطاع المهندس تحديد هذه التشوهات سوف يسهل عليه تحديد القوى المسببة لها . لكن هذه التشوهات تختلف اختلافا كاملاً من بناء إلى آخر نظراً لاختلاف المواصفات الديناميكية لكل منها ولاختلاف سلوك التربة والأساسات التي يرتكز عليها وأيضاً لاختلاف مواصفات الزلزال الذي سيضرب هذا البناء . يمكن توضيح ذلك من خلال البناء الذي في الشكل (١) .

يبين الشكل أن الزلزال ينتقل عبر التربة على شكل موجات ذات مواصفات متميزة متعلقة بكل زلزال وتشمل المطال (Amplitude) ، السرعة (Velocity) ، التسارع (Acceleration) ، والاستمرارية (Duration) . وعندما تضرب هذه الموجات أساسات البناء سوف تسبب لها انتقالات . تتعلق هذه الانتقالات بمواصفات التربة الديناميكية وبتفاعل التربة مع أساسات المنشأ . ينتج عن هذه الانتقالات موجة تشوه تنتقل عبر ارتفاع البناء محدثةً إجهادات مختلفة في كل من عناصر جملته الإنشائية . أي أن هذه الإجهادات تتوزع وفق ميكانيزم مقاومة المنشأ لموجة التشوه وهذا الميكانيزم يرتبط بمواصفات البناء الديناميكية التي تشمل دوره الأساسي (Natural Period) ، صلابته (Rigidity) ، تخامده (Damping) ، وسلوكه اللاخطي (Non-linear Behavior) . ويلعب توزيع الجملة الإنشائية المقاومة للأحمال الأفقية في منشأ ما دوراً أساسياً في تحديد الجهود المؤثرة على كل من عناصر هذا المنشأ .

نلاحظ من هذا الشرح المبسط أن تحديد القوى المولدة في منشأ ما عند تعرضه لزلزال هو أمر صعب وذلك لتعدد المتحولات من ناحية وتعدد المجاهيل من ناحية أخرى . ولقد اختلفت الطرق المستعملة لحساب هذه القوى ، فبعض هذه الطرق هي طرق ستاتيكية مبسطة إذ يتم حساب قوى ستاتيكية مكافئة للقوى

الديناميكية التي سوف تتولد في المنشأة عند تعرضها للزلزال . وبعضها يعتمد طرقاً ديناميكية أكثر تعقيداً ، منها ما يدخل ضمن السلوك اللامرن للمنشأة ومنها ما يدرس إمكانية التفاعل الديناميكي للتربة مع المنشأة (Soil-Structure Interaction) . والجدير بالذكر أن نتائج التحليل المستخلصة من مختلف الطرق قد تتمايز بنتائج مختلفة تماماً نظراً لطبيعة الفرضيات المستخدمة في كل منها . ويبقى لخبرة مهندس الزلازل أهمية كبيرة في اختيار الطريقة الملائمة للمنشأ المدروس متأثراً بمواصفات المنشأ وأهميته وبالدقة المطلوبة في تحليل هذا المنشأ .



الشكل ١- انتقال الموجات الزلزالية إلى البناء

٢- الكود العربي السوري

لقد اعتمد الكود العربي السوري طريقة التحليل الساكن لإيجاد القوى الستاتيكية المكافئة لقوى الزلازل، وذلك لبساطة وسهولة تطبيقها حسابياً ولملاءمتها للعديد من المنشآت العادية . فهذه الطريقة تعتمد على مقاومة أحمال الزلازل بواسطة جمل مخصصة لهذا الغرض مع إهمال باقي العناصر الإنشائية في هيكل البناء . قبل شرح الطريقة التي يعطيها الكود العربي السوري لإيجاد الأحمال الستاتيكية المكافئة لأحمال الزلازل وكيفية توزيع هذه الأحمال على الجمل المقاومة لها يجب التعرف على الاشتراطات الواجب توفيرها في المبنى لكي يمكن استخدام هذه الطريقة . هذه الاشتراطات يمكن شرحها كما يلي :

٢-١- التناظر

يذكر الكود العربي السوري أنه يجب اللجوء إلى تحليل يعتمد على الخصائص الديناميكية الفعلية إذا كان المسقط الأفقي للمنشأ غير منتظم على نحو كبير في الطابق الواحد . هنا لا يحدد الكود درجة عدم الانتظام (أو عدم التناظر) التي تفرض على المهندس اللجوء إلى التحليل الديناميكي الدقيق بل يترك هذا القرار للمهندس . بشكل عام يتم تعريف الشكل المنتظم للبناء بأنه البناء ذو المقطع المربع أو المستطيل أو الدائري ، وضمن هذا الشكل المنتظم المتناظر معمارياً يجب توفر درجة مقبولة من التناظر الإنشائي وذلك لتفادي تشكل عزوم فتل فيما إذا تعرض البناء لزلزال كبير ، ويبقى على المهندس الإنشائي تقدير قيمة هذا الفتل والتأكد من سلامة الهيكل فيما إذا تعرض إلى هذا الفتل ، وقد يضطر إلى تأمين جمل مقاومة للزلازل على محيط البناء لمقاومة هذا الفتل . أما في حال ملاحظة المهندس أن عدم التناظر الإنشائي يمكن أن يسبب دورانات كبيرة في المقطع الأفقي للبناء فيجب إجراء تحاليل ستاتيكية ثلاثية الأبعاد أو إذا لزم الأمر تحاليل ديناميكية دقيقة لمعرفة سلوك البناء الصحيح ومن ثم تصميمه تصميماً سليماً .

٢-٢- اختلاف صلابة الطوابق المتجاورة

يذكر الكود العربي السوري أنه يجب اللجوء إلى تحليل ديناميكي دقيق أيضاً في حال اختلاف كبير في الصلابة بين طابقين متتاليين . ويذكر الكود هذا بدون أي تحديد خاص لهذا الاختلاف. على المهندس إذن في هذه الحالة مراقبة صلابة البناء الطابقية وتحديد الحالات الواجب فيها اللجوء إلى تحليل ديناميكي ، وهذه الحالات غالباً ما تقتصر على :

- اختلاف في الارتفاع الطابقي لأي طابق في البناء وخاصة طابق الدكاكين .
- اختلاف في الجمل الإنشائية وفي مواد البناء المشكلة لكل منها .
- عدم استمرار أحد العناصر الإنشائية كعمود أو جدار قصّي على كامل ارتفاع البناء .
- اختلاف كبير في شكل المسقط الأفقي بين الطوابق المتكررة .
- اختلاف كبير في توزيع القواطع الداخلية بين الطوابق المتتالية .

٢-٣- التراجع في الأدوار

يحدد الكود أنه في حال كان التراجع في الأدوار العليا لا يزيد عن (25%) من المساحة الأفقية للدور المتكرر فيؤخذ البناء في الحساب كاملاً ، أما في حال كان التراجع يزيد عن (25%) فيؤخذ القسم المتراجع ابتداء من مستوى التراجع كما لو كان بناءً مستقلاً لوحده .

٢-٤- ارتفاع البناء

يذكر الكود أنه في حالة زيادة ارتفاع المنشأ عن (75 m) يجب استعمال إحدى طرائق التحليل الديناميكي لتحديد تأثير الزلازل عليه. إن هذا الشرط واضح ولا يلزمه أي تعليق وذلك لأن المبادئ التي تعتمد عليها طريقة الكود تختلف كل الاختلاف عن سلوك المباني البرجية التي تتجاوز العشرين طابقاً تقريباً .

٣- تقييم أحمال الزلازل

بعد تحقيق الشروط المذكورة سابقاً يمكن تقييم أحمال الزلازل المطبقة على العناصر الإنشائية بإيجاد قوة القص الستاتيكية المكافئة لقوى الزلازل وفق المعادلة :

$$V = ZIKC\,S.\,W$$

توزع هذه القوة (V) على الطوابق وفق علاقة محددة سنشرحها لاحقاً ومن ثم يتم توزيع القوى المؤثرة في كل طابق على عناصر هذا الطابق بحسب صلاباتها النسبية . إن العوامل التي تتألف منها هذه المعادلة معرفة في الكود بشكل كامل مع جداول لقيمها وسوف لن نكرر هذا بل ستقتصر هذه الفقرة من المحاضرة على شرح ومناقشة هذه العوامل .

٣-١- العاملين (Z و I)

أول هذين العاملين يمثل زلزالية المنطقة المدروسة أما الثاني فهو يمثل أهمية المنشأ المدروس. إن القيم التي يعطيها الكود ضمن جداول خاصة لهذين العاملين هي قيم لا تعتمد على أي أساس علمي بل هي عوامل أمان تزداد مع زيادة الخطورة الزلزالية المتوقعة في منطقة ما وهذا ما يعكسه العامل (Z) وتزداد

أيضاً مع ضرورة استمرار المنشأ للقيام بوظائفه في حال تعرض المنطقة لزلزال شديد وهذا ما يعكسه العامل (I) ، لذا فإن قيم العوامل (Z) و (I) هي قيم مفروضة لا يستطيع المهندس التحكم بها .

٣-٢- العامل (K)

يمثل هذا العامل السلوك اللامرن للمنشأ وينعكس تأثير هذا السلوك على تحديد قيمة الأحمال الزلزالية التصميمية . هذا العامل يتعلق بشكل مباشر بقابلية المنشأ للتشوه (Deformability) أو قابليته لامتصاص الطاقة . كلا هاتين الخاصتين للمنشآت تتعلقان بدرجة مطاوعتها ، فالمنشآت ذات الجمل الإنشائية المقاومة لأحمال الزلازل والقادرة على الانتقال بمقادير كبيرة وتشكيل مفاصل لدنة فيها قابلة على تحمل عزوم وعلى الدوران بمقدار كبير قبل الانهيار ، تمتص طاقة كبيرة من طاقة الزلزال وبالتالي تخفف أثر الزلزال على باقي عناصر المنشأ فيتم بذلك تجنب الانهيار المفاجئ .

هذا السلوك يمكن تأمينه بواسطة الإطارات البيتونية التي تمر في مرحلة تشكيل مفاصل لدنة متعددة قبل وصولها إلى ميكانيزم انهيار ما . وبالتالي تكون الإطارات البيتونية هي أفضل الجمل المقاومة للزلازل وأكثرها فعالية في امتصاص الطاقة المولدة خلال الزلازل ، لذلك إذا ساهمت الإطارات البيتونية بمقاومة (50%) على الأقل من أحمال الزلازل ، يحدد الكود في هذه الحالة قيمة (K = 0.8) .

أما في حالة الجدران القصية فإن صلابتها ومقاومتها للانعطاف المرتفعتين تمنعان تشكل مفاصل لدنة فيها ناتجة عن الانعطاف وبالتالي يكون الانهيار القصي على الأغلب مسيطراً . إن الانهيار القصي هو انهيار هش غير مطاوع وليس فيه امتصاص كبير من الطاقة في المجال اللامرن مما يؤدي إلى أضرار جسيمة في المنشأ، لذا في هذه الحالة يحدد الكود قيمة (K = 1.3) .

أما في حالة مشاركة الجدران القصية مع الإطارات حيث تتحمل الإطارات قيمة من القص القاعدي تتراوح بين (50% - 0%) فإنه يمكن اختيار قيمة للعامل K من الاشتراطات والاحتياطات (الجزء الثاني - الشكل ١).

٣-٣- العامل (C)

يعكس هذا العامل تجاوب المنشأ الديناميكي للاهتزازات الناجمة خلال زلزال ما . هذا التجاوب الديناميكي يعتمد بصورة مباشرة على درجة صلابة المنشأ التي تمثل حسابياً باستخدام الدور الذاتي لاهتزازه (T) بالثانية . وبما أن دور اهتزاز أي بناء يتزايد مع زيادة ليونته (Flexibility) فبالتالي يكون للمباني الصلبة دور اهتزاز صغير. يعطي الكود طريقة ستاتيكية تجريبية وطريقة تحليلية ديناميكية تقريبية لحساب الدور الذاتي لبناء ما ثم تحسب قيمة العامل (C) من العلاقة التالية :

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}}$$

حيث قيمة (T) مقدرة بالثانية وتعطى من العلاقة الستاتيكية التجريبية التالية :

$$T_{Stat.} = \frac{0.09\, h_n}{\sqrt{D}}$$

حيث: h_n تمثل ارتفاع المنشأ من القاعدة حتى أعلى منسوب (مقدرا بالمتر)

D تمثل بعد المنشأ بالاتجاه الموازي لجهة القوى الجانبية المطبقة (مقدرا بالمتر)

كما وتعطى قيمة (T) مقدرة بالثانية من المعادلة الناجمة عن التحليل الديناميكي التقريبي لحساب الدور الأساسي للمنشأ وذلك إعتماداً على خصائصه الديناميكية :

$$T_{Dyn.} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^2}{g\left[\sum F_i \delta_i + (F_t + F_n)\delta_n\right]}}$$

حيث بنود المعادلة معرفة في الكود صفحة ٨٦ .

وهنا يسمح الكود ولصالح الأمان بحساب الدور (T) باستعمال العلاقة الستاتيكية التجريبية فقط واستعمالها في إيجاد قيمة العامل (C) ، إلا أنه وبالرغم من أن حساب الدور باستعمال طريقة التحليل الديناميكي التقريبي يتطلب مجهوداً حسابياً كبيراً لكنه غالباً ما ينعكس اقتصادياً على البناء إذ يؤدي إلى تخفيض أحمال الزلازل .

هذا وإن الكود العربي السوري (الجزء الثالث) يشترط أنه إذا كان الدور المحسوب بطريقة التحليل الديناميكي التقريبي يزيد عمّا تعطيه العلاقة الستاتيكية التجريبية فيجب اعتماد المتوسط الحسابي للقيمتين، أي أن:

$$T = \frac{T_{stat.} + T_{Dyn.}}{2}$$

وهنا يجب التنويه إلى أنه في المباني العادية التي لا تتجاوز السبع طوابق والتي تقاوم أحمال الزلازل بجمل من الجدران القصيّة فإن قيمة دور اهتزاز البناء المحسوبة من العلاقة الديناميكية المذكورة سابقًا غالباً لا تتجاوز 1 Sec. .

بعد تحديد قيمة العامل (C) يعطي الكود الملاحظات الثلاث التالية :

- من أجل المباني المؤلفة من طابق أو طابقين ($C = 0.1$) وتوزع القوى الجانبية الناجمة عن الزلازل بانتظام مع ارتفاع البناء .
- في الحالات الأخرى ($C \leq 0.12$) .
- في جميع الأحوال يجب تحقيق ($0.25 \geq KC \geq 0.06$) .

يتضح من المعادلة السابقة أن قيمة (C) تتناسب عكساً مع قيمة الجذر التربيعي للدور الذاتي للبناء (T). وبما أن (T) تتناقص مع صلابة البناء نلاحظ أنه وفقاً لطريقة الكود ، القوى الزلزالية المطبقة على منشأ ما تزداد مع زيادة صلابته ، والعكس صحيح ، أي أن القوة الزلزالية المحسوبة وفق طريقة الكود تتناقص مع زيادة مرونة المنشأ .

٣-٤- العامل (S)

إن هذا العامل يتعلق بالتفاعل المشترك بين المنشأ وتربة التأسيس حيث يرتبط بدور الاهتزاز الأساسي للمنشأ (T) ودور الاهتزاز الأساسي للتربة (T_S) . على أن تكون قيمة (T) محسوبة بطريقة تحليلية حصراً كطريقة الكود التحليلية أو غيرها وأن تكون قيمة (T_S) محسوبة اعتمادا على المعطيات الجيوتكنيكية لتربة التأسيس . ويتم حساب قيمة (S) من المعادلات التي يعطيها الكود وفق حالتين :

- الحالة الأولى ويكون فيها $(T \le T_s)$ $$S = 1.0 + \frac{T}{T_s} - 0.5\left[\frac{T}{T_s}\right]^2$$

- الحالة الثانية ويكون فيها $(T > T_s)$ $$S = 1.2 + 0.6\frac{T}{T_s} - 0.3\left[\frac{T}{T_s}\right]^2$$

في كلتا الحالتين يجب أن تكون $(T \ge 0.3)$ وأن تكون قيمة $(2.5 > T_s > 0.5)$ ، أما إذا كانت قيمة $(T_s > 2.5)$ فيتوجب اعتماد القيمة الحسابية لدور تربة التأسيس (T_S) مساوية إلى (2.5) .

ويحدد الكود أنه في حال تعذر حساب الدور الأساسي لتربة التأسيس (T_S) تؤخذ قيمة (S=1.5) . وهنا كثيراً ما يلجأ المهندسون بهدف التسهيل إلى استعمال هذه القيمة وإهمال محاولة الحصول على (T_S) من الدراسة الجيوتكنيكية . لكن قيمة (S =1.5) هي القيمة العظمى التي يمكن أن يصل إليها العامل (S) وفق المعادلات التي يعطيها الكود وذلك لكونها تمثل الحالة التي يتطابق فيها دور اهتزاز البناء مع دور تربة التأسيس أي أن ($T=T_S$) . هذه الحالة التي تدعى بحالة الطنين (Resonance) يجب عدم تطبيقها بشكل عشوائي ، خاصةً إذا ما كان الاختلاف بين أدوار اهتزاز المنشأ وتربة التأسيس هو اختلاف واضح . فمثلاً في حالة بناء عالي الصلابة متوضع على تربة عالية المرونة أو بالعكس تنخفض قيمة العامل (S) إلى أن تقارب الواحد . فبالتالي إذا استعمل المهندس قيمة (S=1.5) يكون قد سبب رفعاً غير ضروري لقوى الزلازل التي يفرضها الكود بمقدار (50%) .

تعطي الاشتراطات والاحتياطات (الجزء الثاني) في جدولها (١) والشكل (٢) طريقة مبسطة لاختيار قيمة العامل (S) التي من الممكن أن تؤدي إلى تخفيض لا بأس به فيما إذا قورنت مع القيمة (S=1.5) .

٣-٥- وزن البناء (W)

تمثل (W) مجمل وزن البناء (الأحمال الميتة) مضافاً إليه (25%) من مجمل الأحمال الحية غير المخفضة . على أنه يلزم أن تؤخذ الأحمال الحية بكاملها أو مع التخفيض الذي يسمح به الكود في حساب تراكيب القوى عند تصميم المقاطع . واضح من تعريف (W) أن أي محاولة من طرف المهندس في تخفيض وزن البناء تنعكس مباشرةً على تخفيض أحمال الزلازل وبالتالي فإن أي كتلة إضافية يستعملها المهندس لأسباب إنشائية أو غير إنشائية ستسبب زيادة في أحمال الزلازل . من هذا المنطلق يجب على المهندس الوعي الكامل في تحديد مقاطعه الإنشائية واستعماله للعناصر غير الإنشائية مثل القواطع وغيرها بغية تخفيض وزن البناء وبالتالي تخفيض أحمال الزلازل .

٤- توزيع أحمال الزلازل على طوابق البناء (التوزيع الشاقولي)

يعطي الكود العربي السوري الطريقة التالية لتوزيع أحمال الزلازل على الطوابق : في حال المنشآت ذات الأشكال المنتظمة أو المؤلفة من جمل إطارية توزع قوة القص الكلية الأفقية V على كامل ارتفاع المنشأ وفقا للعلاقة التالية :

$$V = F_t + \sum_{j=1}^{n} F_i$$

حيث (F_t) هي قوة مركزة ومطبقة في أعلى المنشأ تحسب طبقاً للعلاقة التالية :

$$F_t = 0.07\ TV$$

تؤخذ قيمة القوة (F_t) بحيث لا تزيد عن ($0.25\ V$) . ويمكن اعتبار القوة (F_t) مساوية للصفر عندما تكون قيمة (T) أصغر من أو تساوي (0.7) ثانية . أما بقية القوة القاصة الكلية ($V - F_t$) فتوزع على كامل ارتفاع المنشأ وفقاً للعلاقة التالية :

$$F_x = \frac{(V - F_t)\ W_x\ h_x}{\sum_{i=1}^{n} W_i\ h_i}$$

حيث : W_x تمثل الحمولة الشاقولية المركزة عند المنسوب (x) و الناجمة عن وزن هذا المنسوب فقط .

h_x ارتفاع المنسوب (x) عن القاعدة السفلية للمنشأ .

تطبق القوة الجانبية (F_x) عند المنسوب (x) وفي مركز كتلة هذا المنسوب وبالاتجاه المدروس .

إن عملية توزيع قوة القص الكلية (V) تأخذ بالحسبان تأثير القوى الناتجة عن أطوار الاهتزاز للمنشأ التي تعلو الطور الأساسي (الأول) إضافة إلى تأثير الطور الأساسي . وقد وجد من التحليل الديناميكي للمنشآت أن مجموع الأطوار التي تعلو الأول يمكن أن يصل تأثيرها إلى (25%) من التأثير الكلي في المنشآت المرتفعة وعادة تكون في حدود (15%) من التأثير الكلي في المنشآت المتوسطة الارتفاع . وتأثيرها يعطي قيماً عاليةً للقص في الأجزاء العليا من البناء بينما يعطي الطور الأول للاهتزاز قيماً موزعةً بانتظام تقريباً . أما في المنشآت غير المرتفعة فإن تأثير أطوار الاهتزاز العليا يكون ضئيلاً ويمكن إهماله . بالتالي فقد وجد من التحليل الديناميكي الدقيق الذي يأخذ بالحسبان تأثير الأطوار العليا أن توزيع القوى الكلية V يمكن تمثيله بقوة مركزة (F_t) في أعلى البناء وقوة مركزة عند مناسيب أسقف الطوابق بحيث تكون قيمتها متناسبة طرداً مع ارتفاع المنسوب المعتمد كوثاقة للبناء .

هنا يجب التنويه إلى أنه في حال كون القبو يحتوي على جدران استنادية (محيطية ومستمرة ومرتبطة مع الأعمدة في القبو) من البيتون المسلح وعلى جدران قصية مستمرة حتى الأساسات، ومع وجود شيناجات رابطة للأساسات بالاتجاهين تحسب ارتفاعات الطوابق المذكورة أعلاه ابتداءً من المنسوب العلوي لسقف القبو.

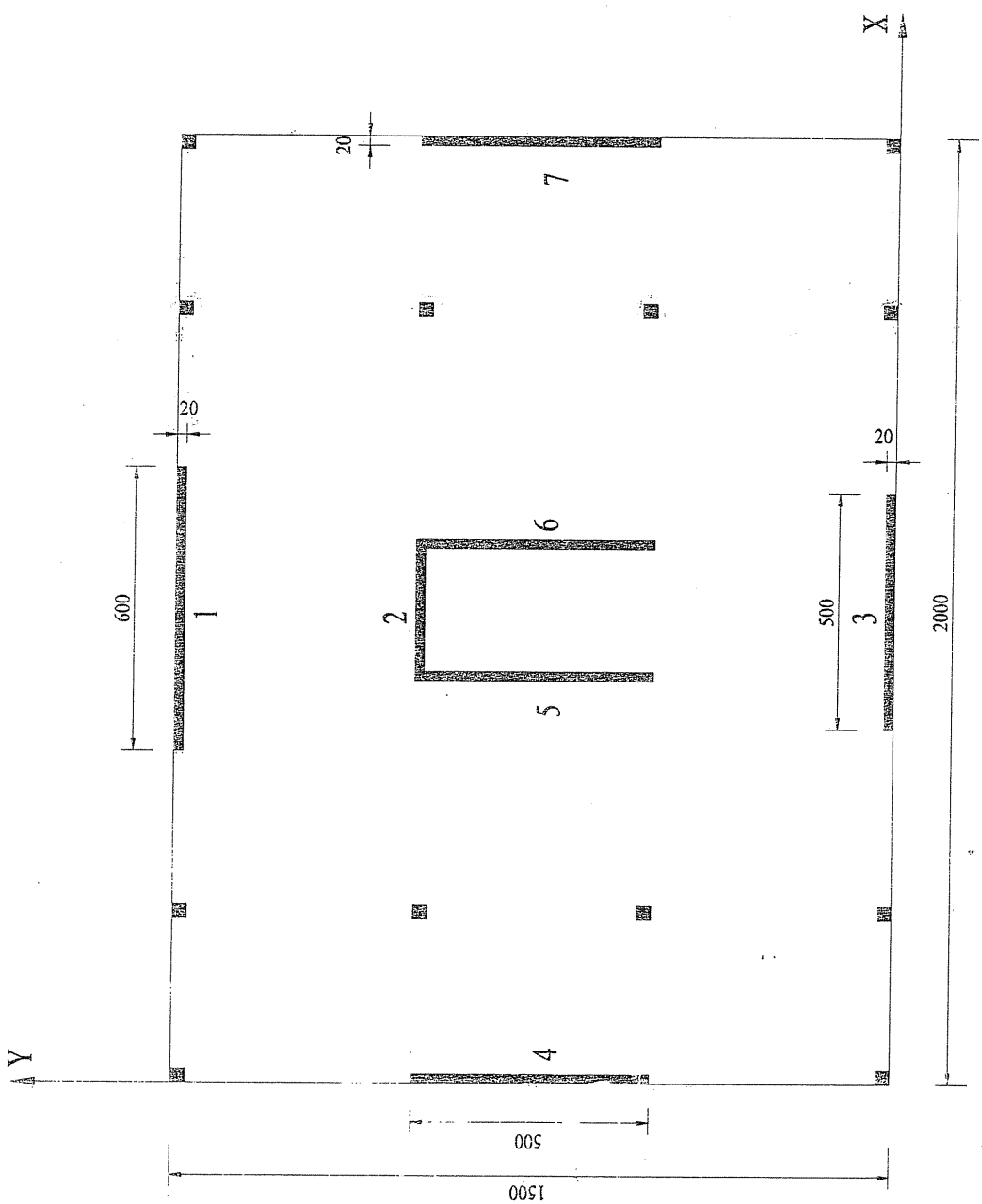
مثـال:

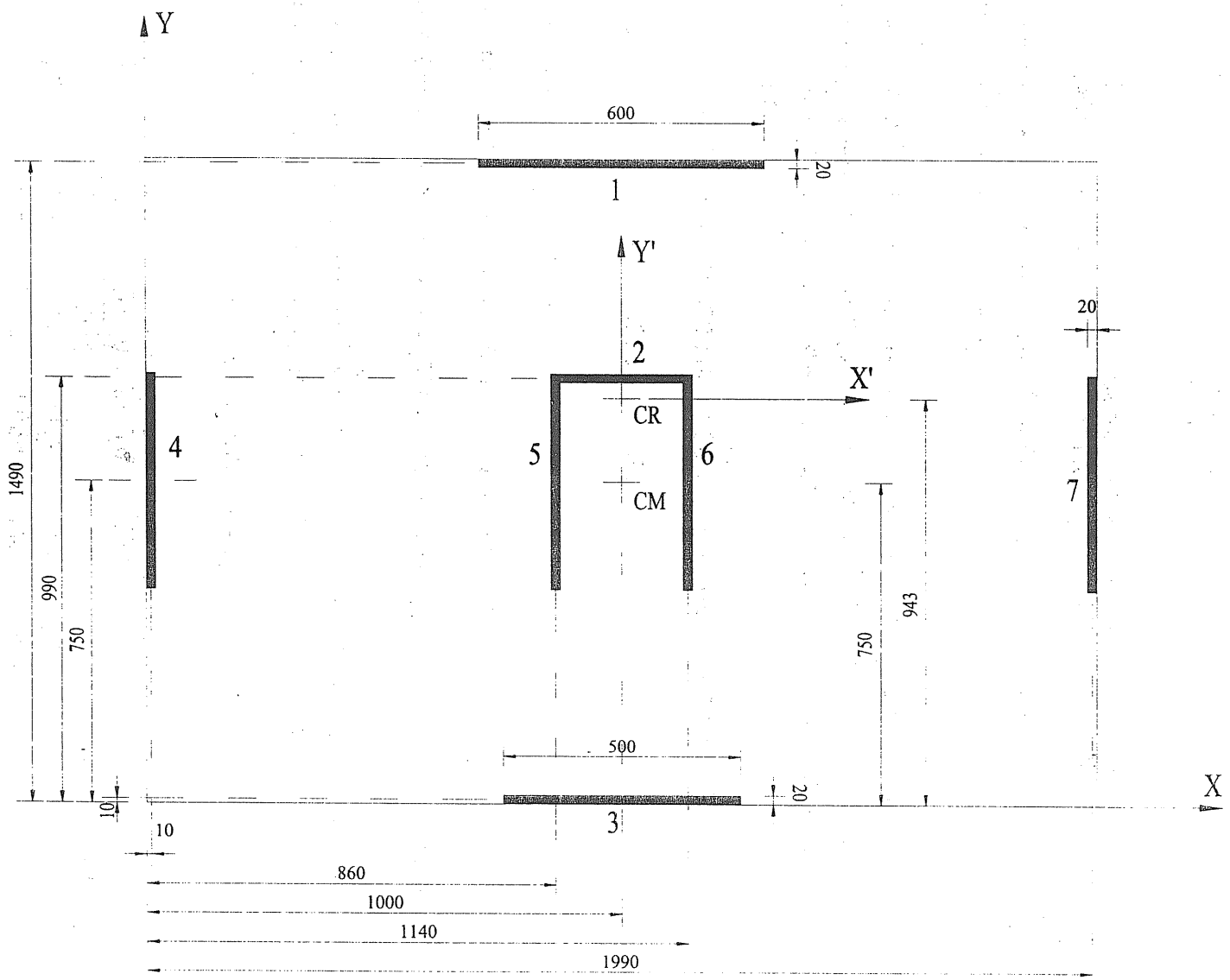
مبنى سكني هيكلي في منطقة حلب أبعاده / 15 m x 20 / ومؤلف من خمسة طوابق وطابق قبو . الارتفاع الطابقي / 3.5 m/ . منسوب التأسيس / -4.5 m / ، الدور الأساسي للتربة غير محسوب ، القبو على كامل مساحة البناء مع جدران محيطية استنادية من البيتون المسلح . مسقط البناء مبين في الشكل.

والمطلوب:

تصميم البناء لمقاومة أحمال الزلازل بواسطة الجدران القصية فقط علمًا أن:

- المقاومة المميزة للبيتون $f'_c = 180\ kg/cm^2$
- حد المرونة للفولاذ المحلزن $f_y = 3000\ kg/cm^2$
- إجهاد تحمُّل التربة $\sigma_s = 4\ kg/cm^2$




Y
600
20
1
Y'
20
2
X'
CR
4
5
6
CM
7
1490
990
750
750
943
500
20
X
3
10
10
860
1000
1140
1990

حل المثال:

تحديد الثوابت:

$$Z = 0.4$$
$$I = 1.0$$
$$K = 1.3$$
$$S = 1.42$$

$Dx = 20$ m. ==> $Tx = 0.352$ sec ==> $Cx = 0.1123$

$Dy = 15$ m. ==> $Ty = 0.407$ sec. ==> $Cy = 0.1045$

يحسب دور قيمة العامل C باستخدام الدور الستاتيكي التجريبي ويحسب منه قوى الزلازل وعلى اساسها يتم حساب الدور الديناميكي التقريبي .

حساب وزن البناء :

تم اعتماد $w = 1200\ Kg/m^2$ كحمولة ميته تشمل أوزان البلاطة مع الطم والتبليط كما تشمل أوزان كل من القواطع والواجهات وتدليات الجوائز والاعمدة يضاف اليها $150\ Kg/m^2$ كوزن ذاتي للجدران القصية . كما يضاف إلى هذه الحمولة 25% من الحمولة الحية ، أي $0.25 * 200 = 50\ Kg/m^2$ فيصبح الوزن الطابقي للبناء يساوي :

$$15 * 20 * (1200 + 150 + 50) = 420000\ Kg. = 420\ Tons$$

ووزن البناء الكلي يساوي : $420 * 5 = 2100\ Tons$

حساب قوى القص القاعدي لكل اتجاه :

$$V(x) = 0.4 * 1.0 * 1.3 * 0.1123 * 1.42 * (2100) = 0.08292\ (2100) = 174.2\ Tons$$

$$V(y) = 0.4 * 1.0 * 1.3 * 0.1045 * 1.42 * (2100) = 0.07716\ (2100) = 162.1\ Tons$$

إن دور اهتزاز البناء T هو في الاتجاهين أصغر من 0.7 بالتالي قيمة F_t مساوية إلى الصفر ويتم توزيع قيم V بكاملها شاقولياً على الطوابق وفق المعادلة التالية ، وكما هو موضح في الجدول التالي :

$$Fx = V\ (Wx\ hx\ /\ \Sigma Wi\ hi\ )$$

جدول (١-آ) توزيع قوى القص شاقولياً على الطوابق

الطابق	Wi T.	Hi m.	Wi* hi	Wx*hx / ΣWi*hi	Vi (x) T.	Vi (y) T.
5	420	17.5	7350	0.33	58.07	54.04
4	420	14.0	5880	0.27	46.45	43.23
3	420	10.5	4410	0.20	34.84	32.42
2	420	7.0	2940	0.13	23.23	21.61
1	420	3.5	1470	0.07	11.61	10.81
		Σ =	22050		174.2	162.1

بعد حساب توزيع قوى القص شاقولياً على الطوابق يمكن حساب الانتقال الطابقي ومنه حساب دور الاهتزاز باستعمال الطريقة الديناميكية التقريبية . وقد تم في هذا المثال حساب الانتقال الطابقي بواسطة طريقتين مختلفتين: أولاً- طريقة الحاسب الآلي ، وثانياً- طريقة الجائز البديل لحساب الانتقالات والموضحة في الصفحة اللاحقة . وكان الفارق بسيط جداً سببه إهمال الانتقال القصي في طريقة الجائز البديل . هذا وقد تم اعتماد قيم الإنتقالات الناتجة عن الحاسب الآلي في متابعة هذا المثال، أما القيم التي تعطيها طريقة الجائز البديل فهي قيم مقبولة وهي لصالح الأمان إذ ينتج عنها أحمال زلازل أكبر بقليل .

أدوار الاهتزاز الناتجة عن الطريقة الديناميكية التقريبية هي:

$Tx = 0.576$ sec. $\qquad Ty = 0.490$ sec.

وبعد أخذ المتوسط الحسابي يكون :

$Tx = (0.352 + 0.576) / 2 = 0.464$ sec. $< 1.6 (0.352)$ OK.

$Ty = (0.407 + 0.490) / 2 = 0.449$ sec. $< 1.6 (0.407)$ OK.

$Cx = 0.0979$

$Cy = 0.0995$

تأكد أن : $C < 0.12$ OK. للحالتين وأن :

$0.25 > (KCx = 0.127) > 0.06$ OK.

$0.25 > (KCy = 0.129) > 0.06$ OK.

إعادة حساب قوى القص القاعدي لكل اتجاه :

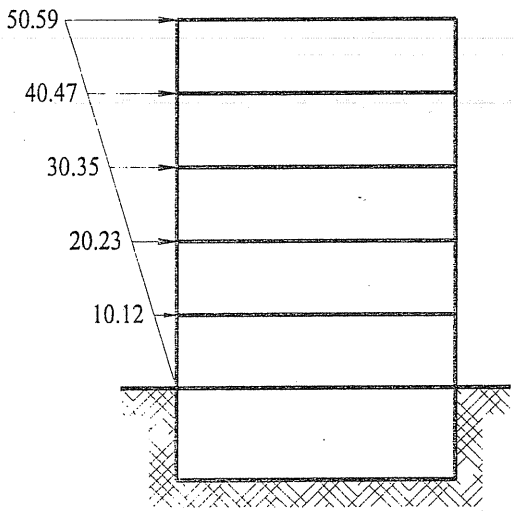
$V(x) = 0.4 * 1.0 * 1.3 * 0.0979 * 1.42 * (2100) = 0.0723 (2100) = 151.76$ Tons

$V(y) = 0.4 * 1.0 * 1.3 * 0.0995 * 1.42 * (2100) = 0.0734 (2100) = 154.28$ Tons

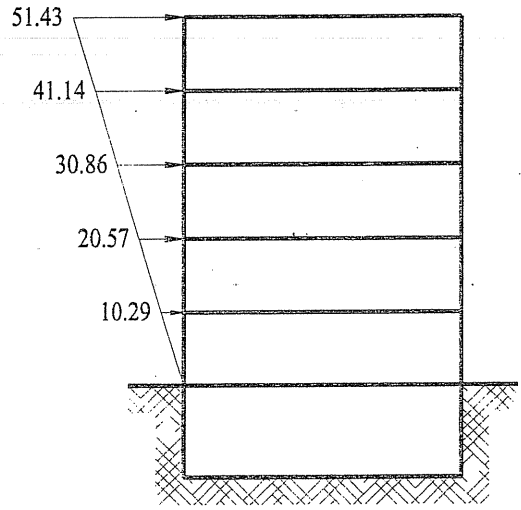
ما زال دور اهتزاز البناء T المعتمد في الإتجاهين أصغر من 0.7 بالتالي قيمة F_t مساوية إلى الصفر . ويتم إعادة توزيع قيم V بكاملها شاقولياً على الطوابق كما هو موضح في الجدول التالي :

جدول (١-ب) إعادة توزيع قوى القص شاقولياً على الطوابق

الطابق	Wi T.	Hi m.	Wi* hi	Wx*hx / ΣWi*hi	Vi (x) T.	Vi (y) T.
5	420	17.5	7350	0.33	50.59	51.43
4	420	14.0	5880	0.27	40.47	41.14
3	420	10.5	4410	0.20	30.35	30.86
2	420	7.0	2940	0.13	20.23	20.57
1	420	3.5	1470	0.07	10.12	10.29
		Σ =	22050		151.76	154.28



V(x)=151.76 Tons

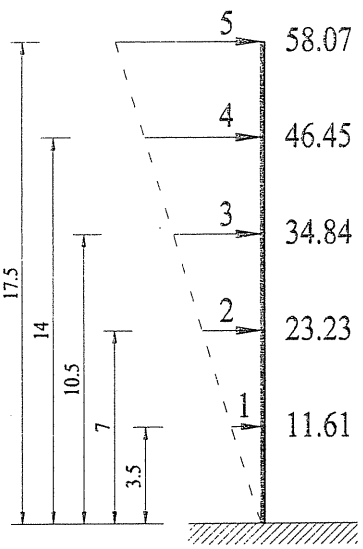


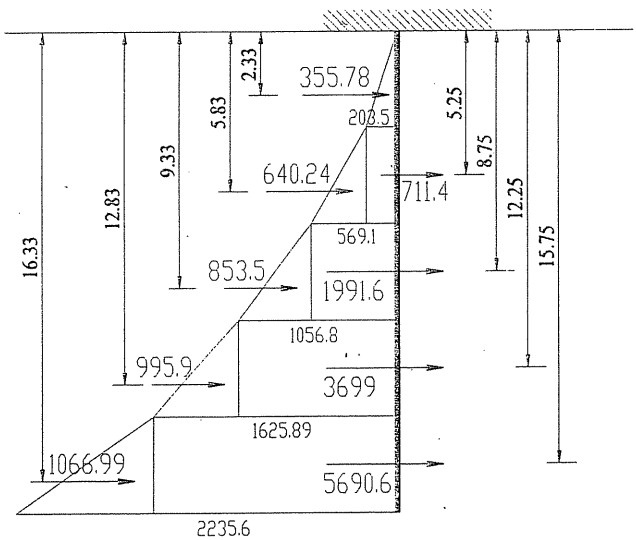
V(y)=154.28 Tons

حساب دور الاهتزاز بالطريقة الديناميكية التقريبية :

أولاً يتم حساب الانتقالات بالاعتماد على طريقة الجائز البديل حيث أن الانتقال في كل نقطة يساوي إلى العزم الناتج في الجائز البديل بعد تحميله مخطط عزم الجائز الأساسي مقسوماً على E I ، حيث E هو عامل المرونة و I هو مجموع عزم عطالة الجدران في الاتجاه المدروس (أنظر الجدول ٢ في الفصل ٢) .

$$E = 2.8 \times 10^6\ T/m^2$$
$$I = 6.14\ m^4$$





δ_5 = (5690.6 x 15.75 + 1066.99 x 16.33 + 3699 x 12.25 + 995.9 x 12.83 +
1991.9 x 8.75 + 853.5 x 9.33 + 711.4 x 5.25 + 640 x 5.83 +
355.78 x 2.333) / (2.8 x 10^6 x 6.14) = 0.01157 m.

δ_4 = 143227.4 / (2.8 x 10^6 x 6.14) = 0.00836 m.
δ_3 = 90448 / (2.8 x 10^6 x 6.14) = 0.00529 m.
δ_2 = 44889.9 / (2.8 x 10^6 x 6.14) = 0.00261 m.
δ_1 = 12447.8 / (2.8 x 10^6 x 6.14) = 0.00071 m.

$$T_{Dyn.} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^2}{g \sum F_i \delta_i}}$$

W_i = 420 Tons, g = 9.81 m/sec^2 $\Rightarrow$ Tx = 0.555 sec.

التوزيع الأفقي لأحمال الزلازل

١- مقدمة

توزع القوة الجانبية في الطابق الواحد على العناصر المقاومة للأحمال الجانبية كما يلي :

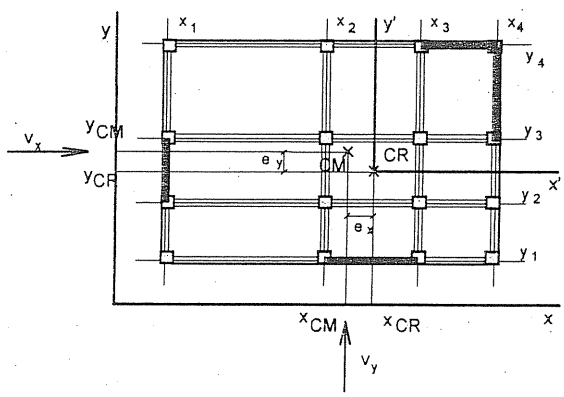
آ) إذا كان مركز الكتلة (Center of Mass, CM) لمسقط الطابق المدروس ينطبق مع مركز صلابته (Center of Rigidity, CR) يشارك كل عنصر بأخذ قيمة جانبية مساوية لقيمة صلابته منسوبة إلى مجمل الصلابات للعناصر المقاومة في هذا الطابق .

ب) إذا كان مركز الكتلة (CM) لمسقط الطابق المدروس لا ينطبق مع مركز صلابته (CR) فيشارك كل عنصر بأخذ قوة جانبية مع الأخذ بالحسبان تأثير عزم الفتل على تغير القوى الجانبية المطبقة على العناصر المقاومة تبعاً لموقعها من مركز صلابة المجموعة .

ج) وحتى في المنشآت المتناظرة تماماً يتوجب إضافة قوى جانبية على عناصرها المقاومة للزلازل ناتجة عن عزم فتل إضافي . قيمة هذا العزم تساوي إلى قوة القص الأفقية مضروبة بقيمة تساوي إلى (0.05) من بعد البناء المتعامد مع جهة القوة الجانبية المأخوذة في الدراسة .

وهنا يشترط الكود (الجزء الثالث) أنه وفي كافة الأحوال إذا كان مركز الكتلة (CM) لمسقط الطابق المدروس لا ينطبق مع مركز صلابته (CR) ، يجب أن لا يزيد البعد بين مركز الكتلة ومركز الصلابه عن خمس بعد البناء المتعامد مع الإتجاه المدروس .

هذا وسنبين فيما يلي طريقة مبسطة لتوزيع قوى الزلازل الأفقية على الجمل الإنشائية المخصصة لمقاومتها كما في الشكل (٣) . يمكن استخدام هذه الطريقة في حالة عدم تطابق مركز كتلة (CM) الطابق المدروس مع مركز صلابته (CR) وذلك في حال تعرض المبنى إلى قوى قص أفقية (V_x) تعمل باتجاه المحور (x) أو (V_y) تعمل باتجاه المحور (y) .



الشكل ٣- مقطع في هيكل من إطارات وجدران بيتونية

٢- طريقة التوزيع

تتبع هذه الطريقة الخطوات التالية :

أولاً- نحدد إحداثيات مركز كتلة المسقط الأفقي للطابق (x_{CM}) و (y_{CM}) نسبة للمحاور المرجعية (x) و (y). هذا المركز يمثل نقطة تطبيق قوة القص الأفقية . يمكن أن يتطابق هذا المركز مع مركز الشكل الهندسي فيما إذا كان الشكل منتظم والأحمال الميتة موزعة على كافة المسقط بشكل متساوي . عدا عن هذا يجب حساب مركز كتلة المسقط بشكل دقيق .

ثانياً ـ نحدد إحداثيات مركز صلابة المسقط (x_{CR}) و(y_{CR}) نسبة للمحاور المرجعية (x و y) من خلال العلاقات :

$$x_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^{n} x_i \, K_{yi}}{\sum_{i=1}^{n} K_{yi}} \qquad y_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^{n} y_i \, K_{xi}}{\sum_{i=1}^{n} K_{xi}}$$

حيث : x_i و y_i هي إحداثيات الجملة المقاومة للزلازل بالنسبة للمحاور (x, y) .

K_{xi} الصلابة وفق الاتجاه (x) للجملة (i) .

K_{yi} الصلابة وفق الاتجاه (y) للجملة (i) .

n عدد الجمل الإنشائية المخصصة لمقاومة الزلازل وفق الاتجاه المدروس .

ثالثاً ـ إذا تطابق مركز صلابة الطابق (CR) مع مركز كتلته (CM) فسوف يتعرض هذا الطابق إلى انتقالات أفقية بدون دوران . وبالتالي يتم توزيع قيمة قوى القص (V_x) أو (V_y) على الجمل الإنشائية وفق العلاقات التالية :

$$V'_{ix} = \frac{K_{xi}}{\sum_{i=1}^{n} K_{xi}} V_x \qquad V'_{iy} = \frac{K_{yi}}{\sum_{i=1}^{n} K_{yi}} V_y$$

حيث (V'_{ix} ، V'_{iy}) هي قوى القص للجملة الإنشائية (i) الناتجة عن الانتقالات بدون دوران بالاتجاهين (y) ، (x) على التوالي .

رابعاً- أما إذا لم يتطابق مركز صلابة الطابق (CR) مع مركز كتلته (CM) فسوف يتشكل عزم فتل يسبب دوراناً في هذا الطابق . تحسب قيمة عزم الفتل من إحدى العلاقتين :

$$M_t = V_x \; e_y$$
$$M_t = V_y \; e_x$$

حيث (e_x , e_y) هي قيم اللامركزية وتمثلان المسافة بين مركز كتلته الطابق (CM) ومركز صلابته (CR) بالاتجاهين (x , y) على التوالي . كما يفرض الكود أنه حتى لو تطابق (CR) مع (CM) يجب

تطبيق عزم فتل طابقي ناتج عن لامركزية تساوي إلى (5%) من طول الاتجاه المتعامد مع جهة القوة المدروسة . نحسب بعدها قوى القص في الجمل الإنشائية والناتجة عن عزم الفتل وفق العلاقات :

$$V''_{ix} = \left(\frac{y'_i K_{xi}}{I_p} \right) M_t \qquad V''_{iy} = \left(\frac{x'_i K_{yi}}{I_p} \right) M_t$$

حيث (V''_{ix} , V''_{iy}) هي قوى القص للجملة الإنشائية (i) الناتجة عن الدورانات وتؤخذ قيم (x' , y') كأبعاد هذه الجمل عن مركز الصلابة (CR) . أن (I_p) هو عزم العطالة القطبي لصلابة المنشأ بالكامل ويحسب كما يلي :

$$I_p = \sum_{i=1}^{n} x'^2_i K_{yi} + \sum_{i=1}^{n} y'^2_i K_{xi}$$

خامساً- نحدد قوى القص الكلية المطبقة على الجمل الإنشائية في كل من الاتجاهين المدروسين وذلك بجمع القوى الناتجة عن الانتقالات والقوى الناتجة عن الدورانات أي :

$$V_{ix} = V'_{ix} + V''_{ix}$$
$$V_{iy} = V'_{iy} + V''_{iy}$$

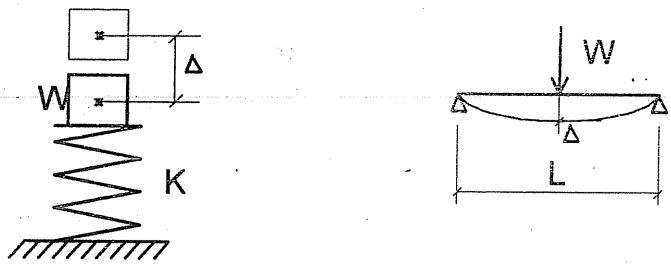
هنا يجب التنويه إلى أنه خلال عملية الحساب سوف تكون قيم (V''_{ix} , V''_{iy}) منها موجبة ومنها سالبة . لذا يجب تمييز حالتين مختلفتين وهما :

آ- في حال تم استعمال اللامركزية الأصغرية المساوية إلى (0.05) من بعد البناء المتعامد مع جهة القوة الجانبية المأخوذة في الدراسة يجب جمع (V''_{ix} , V''_{iy}) بقيمها المطلقة .

ب- في حال تم استعمال اللامركزية بقيمها الفعلية المحسوبة والتي هي أكبر من (0.05) من بعد البناء المتعامد مع جهة القوة الجانبية المأخوذة في الدراسة يتم جمع قيم (V''_{ix} , V''_{iy}) الموجبة وإهمال قيمها السالبة .

٣- حساب صلابة الجدران القصية

إن تحديد الصلابة للجمل الإنشائية المقاومة للزلازل يتطلب مجهوداً إضافياً . فالصلابة كما عرفناها سابقاً هي القوة اللازمة لانتقال يساوي إلى واحدة الطول . يمكن توضيح ذلك في المثال البسيط الذي في الشكل (٤).



الشكل ٤- تحديد صلابة الجائز

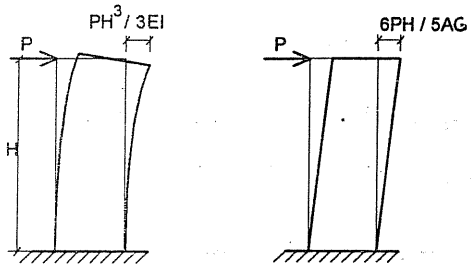
إن انتقال الجسم يساوي إلى الكتلة مقسومة على صلابة النابض : $\Delta = W/K$

بتطبيق هذه العلاقة بشكل مباشر على جائز بسيط يخضع إلى حمولة مركزة في وسطه نلاحظ أن :

$$\Delta = \frac{W L^3}{48EI} = \frac{W}{K}$$

ومنه يمكن القول أن صلابة هذا الجائز البسيط هي : $$K = \frac{48EI}{L^3}$$

في حالة الجمل الإنشائية المقاومة للزلازل والمؤلفة من جدران قصية فإن تحديد الصلابة يتم باعتبار سلوكه مشابهاً لظفر مقرر إنشائياً ومتوضع بشكل شاقولي . يخضع هذا الظفر إلى انتقال ناتج عن قوى الانعطاف وانتقال قصي كما في الشكل (٥) فتصبح معادلة الانتقال تساوي إلى :



الشكل ٥- انتقال الجدران القصية

$$\Delta = \frac{PH^3}{3EI} + \frac{6PH}{5AG} = P\left(\frac{H^3}{3EI} + \frac{6H}{5AG}\right)$$

ومنه تكون صلابة الجدار تساوي إلى :

$$K = \frac{1}{\frac{H^3}{3EI} + \frac{6H}{5AG}}$$

حيث (A) مقطع الجدار و (G) معامل القص والذي تحدد قيمته كالتالي : $$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

حيث (ν) هي نسبة بواسون (Poisson's Ratio) . ومن أجل مادة البيتون تستعمل قيمة ($\nu = 0.2$) بالتالي تصبح ($G = 0.42\ E$) . وبالتعويض في معادلة الصلابة (K) تصبح :

$$K = \frac{E}{\left(H^3/3I\right) + \left(2.88H/A\right)}$$

هذه القيمة يمكن اعتمادها لتحديد صلابة الجدران القصية بشكل تقريبي إذ تعتمد على عزم عطالة المقطع الكامل للجدار القصي (I) وهذا تقريب مقبول . في حال كانت جميع الجدران القصية في بناء ما تحقق

نسبة ارتفاعها الكلي (H) على طول ضلعها الطويل (L) العلاقة $(H/L > 4)$ سوف يسيطر سلوك الانعطاف على شكل تشوه هذه الجدران وبالتالي يمكن إهمال أثر الانتقال القصي واعتماد قيمة الصلابة تساوي إلى :

$$K = \frac{3EI}{H^3}$$

بما أن صلابة الجدران سوف تستعمل كقيم نسبية في علاقات ' V و " V المذكورة سابقاً ، وبما أن قيمة (E) هي قيمة ثابتة ، يمكن بالتالي استخدام عزم العطالة (I) عوضاً عن الصلابة (K) في التوزيع الأفقي لأحمال الزلازل . هذا وبشرط أن تكون كافة الجدران القصية في البناء متساوية في ارتفاعها الكلي (H) وأن تكون جميعها محققة للشرط $(H/L > 4)$.

٤- تحقيق شرط الانتقال

قبل الانتهاء من مرحلة التحليل الإنشائي والانتقال إلى مرحلة التصميم الإنشائي والتفصيل يفرض علينا الكود حساب السهم النسبي لكل طابق (Storey Drift) من المنشأ والناجم عن قوى الزلازل ويحدد الكود بأن لا تزيد قيمة هذا السهم عن ارتفاع الطابق مقسوماً على (360) .

الغاية من هذا الشرط الإضافي هي الحد من التشوهات الطابقية بغية المحافظة على العناصر غير الإنشائية مثل النوافذ والأبواب والواجهات وغيرها من التكسير . ولقد ذكرنا في بداية هذه المحاضرة أن هذا الشرط أساسي وهذا الشرط يجب أن يكون أكثر صرامة في حال احتواء البناء على مخابر كيميائية ومواد مضرة أو قابلة للحريق أو في حال احتواء البناء على معدات وتجهيزات مرتفعة الكلفة حيث يسبب دمارها خسائر اقتصادية تعادل أو تفوق الخسائر الناجمة عن الدمار الإنشائي .

٥- القوى الجانبية المطبقة على أجزاء المنشأة

يعطي الكود تحديداً للقوى الجانبية المطبقة على أجزاء حاملة أو غير حاملة من المنشأ بغية تثبيتها الكافي عند حدوث الزلازل وعدم حصول الانهيارات الجزئية والمؤذية في فترة تعرض المنشأ إلى فعل الزلازل وذلك باستخدام العلاقة التالية :

$$F_p = Z\ C_p\ W_p$$

حيث : F_p القوى الجانبية المطبقة على الجزء المدروس من المنشأ في الاتجاه المدروس .

W_p وزن الجزء المدروس من المنشأ .

C_p معامل يؤخذ قيمة من جدول الكود رقم (٥ ـ ١٣) .

إن هذا الشرط أساسي إذ غالباً ما أدت انهيارات غير إنشائية إلى مقتل العديد من السكان . لذا يجب العودة إلى الجدول (٥-١٣) في الكود العربي السوري الذي يعطي قيم العامل Cp ويوضح بعض الحالات التي من الواجب التقيد بها .

متابعة حل المثال:

توزيع قوى القص الطابقية على الجدران القصية :

يتم أولاً حساب صلابة كل جدار بإعتماد قيمة $E = 2.8x10^6\ T/m^2$ واستعمال الارتفاع الكلي $H =$ 17.5 m. وذلك من العلاقة التالية ، وكما موضح في الجدول التالي :

$$K = \frac{E}{\left(\frac{H^3}{3I}\right)+\left(\frac{2.88H}{A}\right)}$$

جدول (٢) حساب صلابة الجدران القصية

الجدار	L m.	t m.	A $m.^2$	I y $m.^4$	I x $m.^4$	K_{ix} T/m.	K_{iy} T/m.
1	6.00	0.20	1.20	3.60	-	5202	-
2	3.00	0.20	0.60	0.45	-	691	-
3	5.00	0.20	1.00	2.08	-	3084	-
4	5.00	0.20	1.00	-	2.08	-	3084
5	5.00	0.20	1.00	-	2.08	-	3084
6	5.00	0.20	1.00	-	2.08	-	3084
7	5.00	0.20	1.00	-	2.08	-	3084
			Σ =	6.14	8.32	8977	12336

ملاحظة : إن الجدران رقم (1, 2, 3) تقاوم أحمال الزلازل الموازية للمحور (x) لذا تعطى صلاباتها الدليل (x) . أما عزوم عطالاتها فهي تحسب حول محور يوازي المحور (y) لذا فقد أعطيت سابقاً الدليل (y) . أما الجدران رقم (4,5,6,7) فهي تقاوم أحمال الزلازل الموازية للمحور (y) لذا تعطى صلاباتها الدليل (y) ، وتحسب عزوم عطالاتها حول محور يوازي المحور (x) لذا فقد أعطيت سابقاً الدليل (x).

بعد معرفة صلابة كل من الجدران القصية يتم توزيع قوى القص القاعدية المحسوبة سابقاً وفقاً إلى صلابة كل جدار منسوبة إلى مجموع صلابات الجدران التي تساهم معه في مقاومة هذه القوى ، كما هو مبين في الجدول التالي :

جدول (٣) توزيع القص الناتج عن القوى الأفقية

الجدار	$\frac{K_{ix}}{\Sigma K_{ix}}$	$\frac{K_{iy}}{\Sigma K_{iy}}$	V'i (x) T.	V'i (y) T.
1	0.5795	-	87.95	-
2	0.077	-	11.68	-
3	0.3435	-	52.14	-
4	-	0.25	-	38.57
5	-	0.25	-	38.57
6	-	0.25	-	38.57
7	-	0.25	-	38.57
		Σ =	151.76	154.28

حساب مركز صلابة البناء

يتم حساب مركز صلابة البناء وفق الجول التالي ، حيث x_i , y_i هي احداثيات جمل الجدران القصية نسبة إلى المحاور المرجعية x , y .

جدول (٤) حساب مركز صلابة البناء

الجدار	x_i m.	y_i m.	$K_{iy}\, x_i$	$K_{ix}\, y_i$
1	-	14.9	-	55366
2	-	9.9	-	4884
3	-	0.1	-	220
4	0.1	-	220	-
5	8.6	-	18945	-
6	11.4	-	25113	-
7	19.9	-	43837	-
	Σ =		88115	60470

ومنه تكون احداثيات مركز صلابة البناء :

$$X_{CR} = \Sigma K_{iy}\, x_i / \Sigma K_{iy} = 88115 / 8812 = 10 \text{ m.}$$
$$Y_{CR} = \Sigma K_{ix}\, y_i / \Sigma K_{ix} = 60470 / 6412 = 9.43 \text{ m.}$$

بمعرفة احداثيات مركز صلابة البناء يمكن الحصول على اللامركزية لكلا الإتجاهين وذلك بطرح احداثيات مركز صلابة البناء من احداثيات مركز كتلة البناء (المفترض في هذا المثال أنة يتطابق مع مركز شكل البناء):

$$e_x = X_{CM} - X_{CR} = 10.0 - 10.0 = 0.0 \text{ m.}$$
$$e_y = Y_{CM} - Y_{CR} = 7.50 - 9.43 = -1.93 \text{ m.}$$

على أن لا تكون القيمة المطلقة للامركزية أصغر من 5% من بعد البناء بالإتجاه المدروس ، أي أن :

$$e_x = 0.0 < (0.05 \times 20.0 = 1.0\text{m.})$$

بالتالي استعمل $e_x = 1.0$ m.

$$e_y = 1.93 > (0.05 \times 15 = 0.75 \text{ m.})$$

بالتالي استعمل $e_y = -1.93$ m.

مع تحديد اللامركزية يمكن حساب عزم الفتل الذي يخضع له البناء مع كل من اتجاهي التحميل كما يلي :

$$M_x = V_x \times e_y = 143.56 \times (-1.93) = -277.08 \text{ T.m}$$
$$M_y = V_y \times e_x = 147.16 \times 1.00 = 147.16 \text{ T.m}$$

وبعدها يتم حساب قوى القص في الجدران الناتجة عن أثر عزم الفتل وفق الجدول التالي ، حيث أن قيم x'_i , y'_i هي احداثيات الجدران القصية نسبة إلى جملة المحاور x' , y' التي تمر من مركز صلابة البناء .

جدول (٥) توزيع القص الناتج عن عزم الفتل

الجدار	x'_i m.	y'_i m.	$K_{iy}\, x'_i$	$K_{ix}\, y'_i$	$K_{iy}\, x'^2_i$	$K_{ix}\, y'^2_i$	V"i(x) T.	V"i(y) T.
1	-	5.47	-	20323	-	111152	-7.58	-
2	-	0.47	-	231	-	109	-0.09	-
3	-	-9.33	-	-20555	-	191788	7.66	-
4	-9.90	-	-21809	-	215905	-	-	-4.32
5	-1.40	-	-3084	-	4318	-	-	-0.61
6	1.40	-	3084	-	4318	-	-	0.61
7	9.90	-	21809	-	215905	-	-	4.32
				Σ =	440445	303049		

Ip = 440445 + 303049 = 743494

ومن هنا ممكن أن نحصل على قوى القص النهائية في الجدران القصية وذلك بجمع أثر القص المباشر من الجدول (٣) مع أثر القص الناتج عن الفتل من الجدول (٥) . مع الإنتباه إلى أنه في الجدران المقاومة للإتجاه Vx سوف يتم جمع القيم الموجبة من V"i(x) وإهمال القيم السالبة ، كما وأنه في الجدران المقاومة للإتجاه Vy سوف يتم جمع القيم V"i(y) المطلقة .

الجدول (٦) حساب القص النهائي المطبق على كل جدار

الجدار	V'i T.	V"i T.	V i T.
1	87.95	-8.01	87.95
2	11.68	-0.09	11.68
3	52.14	8.10	60.24
4	38.57	-4.53	43.09
5	38.57	-0.64	39.21
6	38.57	0.64	39.21
7	38.57	4.53	43.09

تدقيق الإنتقال الطابقي الكلي والطابقي النسبي

يمكن حساب الإنتقال الطابقي بواسطة الحاسب الآلي أو طريقة الجائز البديل لحساب الانتقالات والموضحة في الجزء الأول من المثال أو أي طريقة اخرى معتمده لحساب الإنتقالات ، وذلك اعتماداً على أحمال الزلازل النهائية . هذا وقد تم إعتماد قيم الإنتقالات الناتجة عن الحاسب في متابعة هذا المثال :

الانتقالات بالإتجاه X :

δ_5 = 0.0143 m. < (17.5 / 360 = 0.0486 m.) OK.
δ_4 = 0.0105 m. < (14.0 / 360 = 0.0389 m.) OK.
δ_3 = 0.0068 m. < (10.5 / 360 = 0.0292 m.) OK.
δ_2 = 0.0035 m. < (7.0 / 360 = 0.0194 m.) OK.
δ_1 = 0.0011 m. < (3.5 / 360 = 0.0097 m.) OK.

$\delta_5 - \delta_4$ = 0.0143 – 0.0105 = 0.0038 m. < (3.5 / 360 = 0.0097 m.) OK.
$\delta_4 - \delta_3$ = 0.0105 – 0.0068 = 0.0037 m. < (3.5 / 360 = 0.0097 m.) OK.
$\delta_3 - \delta_2$ = 0.0068 – 0.0035 = 0.0033 m. < (3.5 / 360 = 0.0097 m.) OK.
$\delta_2 - \delta_1$ = 0.0035 – 0.0011 = 0.0024 m. < (3.5 / 360 = 0.0097 m.) OK.

بطريقة مماثلة يتم تدقيق الانتقالات بالاتجاه y .

تحقيق عزم الانقلاب وتحقيق القوى المطبّقة على الجدران القصية

١- تحقيق عزم الانقلاب

ينصّ الكود العربي السوري على أنه يتوجّب حساب كل منشأ أو مبنى ليقاوم عزم الانقلاب M_0 الناجم عن الأحمال الجانبية (أحمال الرياح أو الزلازل، أيهما أخطر).
ويُحسَب عزم الانقلاب الناجم عن الزلازل عند منسوب نقطة الانطلاق من العلاقة التالية:

$$M_0 = J(F_t h_n + \sum_{i=1}^{n} F_i h_i)$$

حيث:

F_i = القوى المطبّقة عند كل منسوب.

h_i = ارتفاع كل منسوب عن نقطة الانقلاب أي عن منسوب التأسيس.

J = عامل تخفيض تحسب قيمته من العلاقة:

$$J = \frac{0.65}{(T)^{\frac{2}{3}}} \leq 1.0$$

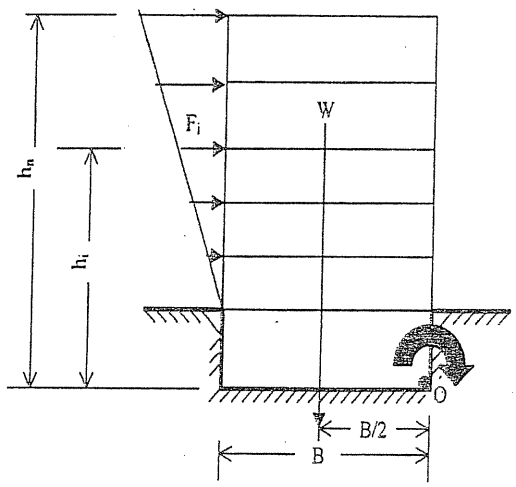
ويجب ألا تقل قيمة العامل *(J)* في جميع الأحوال عن *(0.7)*، أي:

$$0.7 \leq J \leq 1.0$$

أما العزم المقاوم للانقلاب *(M_R)* فهو يساوي إلى وزن البناء *(W)* (الحمولة الميتة فقط) مضروباً في بعد مركز ثقل البناء عن نقطة الانقلاب أي:

$$M_R = W.\ B/2$$

حيث *B*: البعد لمسقط البناء في الاتجاه المدروس



الشكل (١) – تحقيق عزم الانقلاب

يجب أن تكون مقاومة عزم الانقلاب ضمن عامل أمان *(S.F)* أكبر أو يساوي إلى *(1.5)*، أي:

$$S.F = \frac{M_R}{M_0} \geq 1.5$$

كما يجب الملاحظة على أن مفهوم مقاومة عزم الانقلاب يجب أن يطبَّق عند منسوب كل سقف من أسقف البناء يرى المهندس ضرورة لإجراء هذا الحساب، وذلك لتأمين توازن البناء بالكامل وتجنّب انقلابه عند أي منسوب بفعل أحمال الزلازل. ويُحسَب عزم الانقلاب بالعلاقة:

$$M_0 = J[F_i.(h_n - h_x) + \sum_{i-x}^{n} F_i(h_i - h_x)]$$

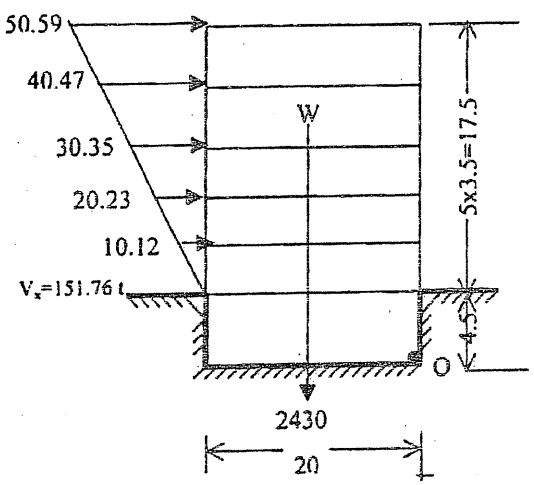
١-١ عودة إلى المثال

في المثال المذكور يتم تحقيق عزم الانقلاب حول المحورين (X) و (Y) حسب ما يلي:

حول المحور (Y):

قوة القص القاعدي الكلية = $V_X = 151.76\ t$ وقد تم توزيعها على الطوابق المختلفة حسب الشكل.

وزن البناء الكلي:



الشكل (٢) تحقيق عزوم الانقلاب حول المحور (Y)

$$W = 15 \times 20 \times 6 \times 1.35 = 1430\ t$$

$$J = \frac{0.65}{(0.464)^{2/3}} = 1.08 > 1.0$$

$$J = 1.0$$

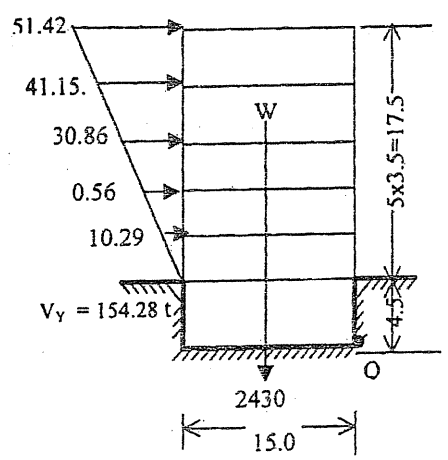
$$M_0 = 50.59.(22.0) + 40.47.(18.5) + 30.35.(15.0) + 20.2.(11.5) + 10.12.(8.0) = 2630.53\ t.m$$

$$M_R = \frac{2430 \times 20}{2} = 24300\ t.m$$

$$S.F = \frac{24300}{2630.53} = 9.24 > 1.5$$

حول المحور (X):

قوة القص القاعدي الكلية = $V_Y = 154.28\ t$ وقد تم توزيعها على الطوابق المختلفة حسب الشكل.



الشكل (٣) تحقيق عزوم الانقلاب حول المحور (X)

$$J = \frac{0.65}{(0.449)^{2/3}} = 1.11 > 1.0$$

$$J = 1.0$$

$$M_0 = 51.24.(22.0) + 41.15.(18.5) + 30.86(15.0) + 20.56.(11.5) + 10.29.(8.0) = 2674.18 t.m$$

$$M_R = \frac{2430x15}{2} = 18225 t.m$$

$$S.F = \frac{18225}{2674.18} = 6.82 > 1.5$$

٢- القوى المطبقة على الجدران القصية

بعد أن تم توزيع قوة القص القاعدي الكلية على الجدران القصية المختلفة وذلك بالتوزيع الأفقي وتوزيعها على الطوابق المختلفة وذلك بالتوزيع الشاقولي، فإنه يمكن حساب الحمولات على كامل جدار قصي، وباعتباره جائز ظفري شاقولي حر من الأعلى وموثوق من الأسفل ومحمّل بنصيبه من قوة القص القاعدي كحمولات أفقية (F_i) وإضافة الحمولات الحية والميتة المنقولة له من الأسقف المختلفة كحمولات شاقولية (w_i).

تطبّق القوى الشاقولية (w_i) على المحور القصي، قوى ناظمية فقط كما يضاف إليها أحياناً عزوم انعطاف ناتجة عن لا مركزية القوى الناظمية على مركز ثقل الجدر القصي، بينما تطبّق القوى الأفقية (F_i) عزوم انعطاف وقوى قصّ.

ويمكن بسهولة حساب قيم ورسم مخططات القوى الداخلية التالية:

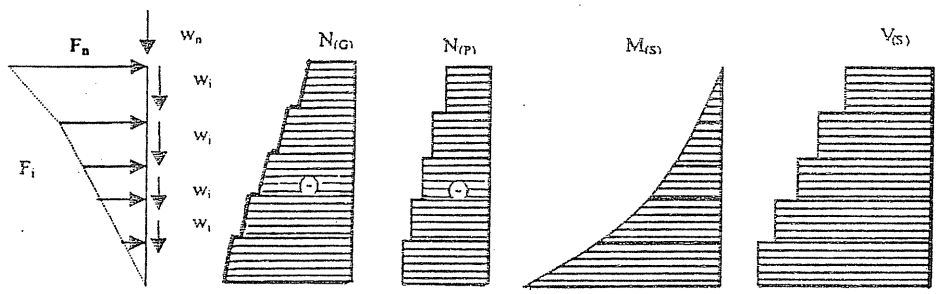
آ- مخطط القوى الناظمية الناتجة عن الحمولات الميتة (N_G).

ب- مخطط القوى الناظمية الناتجة عن الحمولات الحية (N_P).

ج- مخطط عزم الانعطاف الناتج عن لا مركزية القوى الناظمية إن وجد.

د- مخطط عزم الانعطاف والناتج عن قوى الهزات الأرضية (M_S).

هـ- مخطط قوى القص والناتج عن قوى الهزات الأرضية (V_S).



الشكل (٤): مخططات القوى الناظمية وعزوم الانعطاف وقوى القص المطبقة على الجدران القصية

٢-١ مثال

في المثال المذكور يتم حساب القوى والعزوم الداخلية في الجدران القصية المختلفة حسب ما يلي.

آ- **القوى الناظمية المطبّقة على الجدران القصية:**

يتم حساب الحمولات الناظمية المطبّقة على الجدران القصية والناتجة عن الحمولات الحية والميتة بصورة دقيقة وذلك بحساب ردود أفعال البلاطات والجوائز المستندة على هذه الجدران، أو بصورة تقريبية وذلك بتقدير المساحات من البلاطة والمستندة على هذه الجدران حسب الشكل:

الحمولة الحية = المساحة المستندة × ٢٠٠ كغ/م^2

الحمولة الميتة = المساحة المستندة × ١٢٠٠ كغ/م^2 + الوزن الذاتي للجدار القصي

ويبين الجدول التالي الحمولات المطبّقة على الجدران في كل طابق:

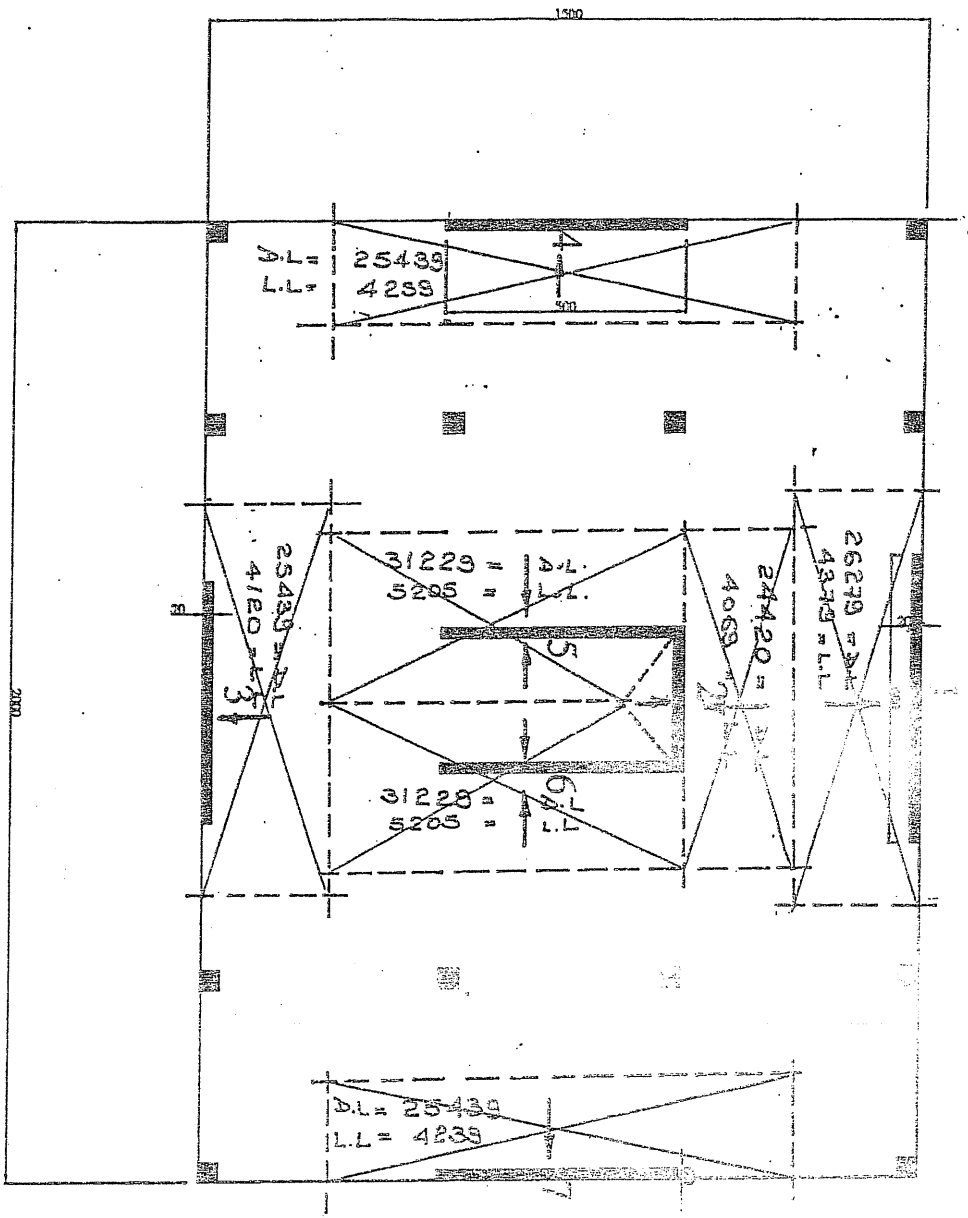
رقم الجدار	1	2	3	4	5	6	7
الحمولة الميتة (كغ)	36779	29670	33470	34189	39979	39979	34189
الحمولة الحية (كغ)	4379	4069	4120	4239	5205	5205	4239

الجدول (١) الحمولات الحية والميتة المنقولة على الجدران في كل طابق

ويمكن بالتالي حساب قيم ورسم مخططات القوى الناظمية المطبّقة على الجدران القصية المختلفة في كل طابق حسب ما يلي:

الطابق / الجدار	1	2	3	4	5	6	7
5	36779	29670	33470	34189	39979	39979	34189
4	73558	59340	66940	68378	79958	79958	68378
3	110337	89010	100410	102567	119937	119937	102567
2	147116	118680	133880	136756	159916	159916	136756
1	183895	148350	167350	170945	199895	199895	170945
قبو	220674	178020	200820	205134	239874	239874	205134

الجدول (٢) – جدول الحمولات الناظمية الميتة المطبقة على الجدران القصية (N_G)

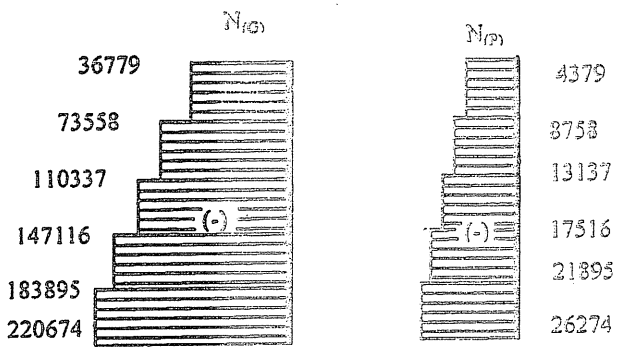


مخطط القوى الناظمية المطبقة على الجدران القصية

الطابق	الجدار	1	2	3	4	5	6	7
5		4379	4089	4120	4239	5205	5205	4239
4		8758	8138	8240	8478	10410	10410	8478
3		13137	12207	12360	12717	15615	15615	12717
2		17516	16276	16480	16956	20820	20820	16956
1		21895	20345	20600	21195	26025	26025	21195
قبو		26274	24414	24720	25434	31230	31230	25434

الجدول (٣)- جدول الحمولات الناظمية الحية المطبقة على **الجدران القصية (N_P)**

وبالتالي يمكن رسم مخططي القوى الناظمية الميتة (N_G) والحية ***(N_P)*** **والمطبّقة على الجدار القصي** رقم (١) حسب الشكل:



الشكل (٦) – مخططي القوى الناظمية الميتة (N_G) والحية (N_P) **للجدار القصي رقم (١)**

ب- عزوم الانحطاف وقوى القص المطبّقة على الجدران القصية

يتم حساب القوى الأفقية المطبقة على الجدران القصية في جميع الطوابق ***(F_i)*** **وذلك اعتماداً على التوزيع** الأفقي على الجدران والشاقولي على الطوابق المختلفة وكل حسب اتجاهه **وفق الجدول التالي:**

الطابق	نسبة التوزيع الشاقولي	الجدران باتجاه (X)				الجدران باتجاه (Y)			
		1	2	3	4	5	6	7
5	33.33	29.32	3.89	20.08	14.36	13.07	13.07	14.36
4	26.67	23.45	3.11	16.06	11.49	10.46	10.46	11.49
3	20.00	17.59	2.34	12.05	8.62	7.84	7.84	8.62
2	13.33	11.73	1.56	8.03	5.75	5.23	5.23	5.75
1	6.67	5.86	0.78	4.02	2.87	2.61	2.61	2.87
كلية	100	87.95	11.68	60.24	43.09	39.21	39.21	43.09

الجدول (٤) – التوزيع الشاقولي لقوى الهزات الأرضية **على الجدران القصيّة**

كما يمكن حساب عزوم الانحطاف وقوى القص على الجدران القصية والناتجة عن الحمولات الأفقية المبيّنة سابقاً، وباعتبار الجدار القصي مؤثراً من الأسفل وحراً من الأعلى، ومجمل القوى الأفقية المبينة سابقاً، وذلك وفق الجدولين التاليين:

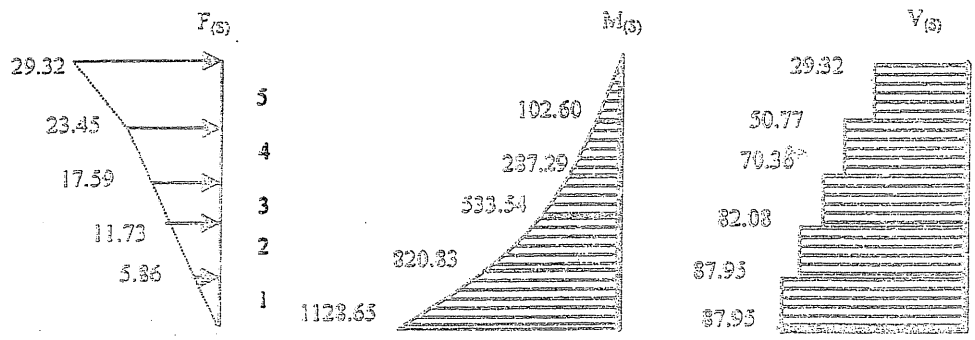
الجدران باتجاه (Y)				الجدران باتجاه (X)			
7	6	5	4	3	2	1	الطابق
50.28	45.74	45.74	50.28	70.28	13.62	102.60	5
140.77	128.08	128.08	140.77	196.78	38.14	287.29	4
261.44	237.87	237.87	261.44	365.45	70.84	533.54	3
402.21	365.95	365.95	402.21	562.23	108.98	820.83	2
553.04	503.18	503.18	553.04	773.06	149.85	1128.65	1

الجدول (٥) – جدول عزوم الانعطاف الناتجة من قوى الهزات الأرضية (F_s)

الجدران باتجاه (Y)				الجدران باتجاه (X)			
7	6	5	4	3	2	1	الطابق
14.36	13.07	13.07	14.36	20.08	3.89	29.32	5
25.86	23.53	23.53	25.86	36.14	7.01	52.77	4
34.48	31.37	31.37	34.48	48.19	9.34	70.36	3
40.22	36.59	36.59	40.22	56.22	10.90	82.08	2
43.09	39.21	39.21	43.09	60.24	11.68	87.95	1

الجدول (٦)- جدول قوى القص (V_s) الناتجة من قوى الهزات الأرضية

وكمثال يمكن رسم مخططي عزم الانعطاف (M_s) وقوى القص (V_s) المطبّقة على الجدار القصّي رقم (١) حسب الشكل.



الشكل (٧)- مخططي عزم الانعطاف (M_s) وقوى القص (V_s) المطبقة على الجدار القصي رقم (١)

٣- تحديد الأفعال القصوى

يجب أن يتم حساب الجدران القصية وحسب تعليمات الكود العربي السوري بطريقة حالات الحدود القصوى (الطريقة الحدية)، وحسب تعليمات الكود يعدّ الأمان محققاً بهذه الطريقة عندما تكون المقاومة المميزة للعنصر مضروباً بعامل تخفيض المقاومة (Ω) لا تقل عن القوى الداخلية الناجمة عن الأفعال القصوى (U)، أي الأفعال المميزة مضروبة بمعاملات التصعيد.

وتحدد قيم الأفعال (U) المأخوذة وفق ما جاء في الكود العربي السوري حسب ما يلي:

آ- التراكيب الأساسية:

١- عندما يقتصر تأثير الأفعال على الأحمال الثابتة (الميتة) (G) والأحمال الإضافية (الحية) (P)، دون الأفعال الناتجة عن الزلازل، تحسب الأفعال القصوى وفق التركيب التالي:

$$U_1 = 1.5\,G + 1.8\,P$$

٢- عندما يتوجب أخذ أثر الزلازل في الحساب، تحسب الأفعال القصوى وفق التركيب التالي:

$$U_2 = 0.8\,[(1.5G + 1.8\,P) + 1.8\,(1.1\,S)]$$

$$U_2 = 1.2G + 1.44P + 1.584\,S$$

حيث S هي قيمة الأفعال الناتجة عن الزلازل.

ب- التركيب الثانوي:

في الحالات التي تؤدي فيها الأحمال الشاقولية الثابتة إلى زيادة استقرار المنشأ أو مقاومته ضد التأثيرات الجانبية، يتم تحقيق العنصر تحت تأثير التركيب الثانوي التالي:

$$U_3 = 0.9\,G + 1.4(1.1\,S)$$
$$U_3 = 0.9\,G + 1.54\,S$$

وقد نص الجزء الثاني من الاشتراطات والاحتياطات المطلوبة في تصميم المباني المقاومة للزلازل الصادرة عن نقابة المهندسين ما يلي:

يتم استعمال التركيب الثانوي وذلك عند التحقق من العناصر الإنشائية المنفردة فقط (عمود منفرد أو جدار منفرد... إلخ) وفي حالة المنشآت المحتمل أن تتعرض لانقلاب.

أما في حالة المنشآت التي لا يمكن أن تتعرض لانقلاب فيكتفى بالتحقق من التركيب الأساسي للأفعال فقط.

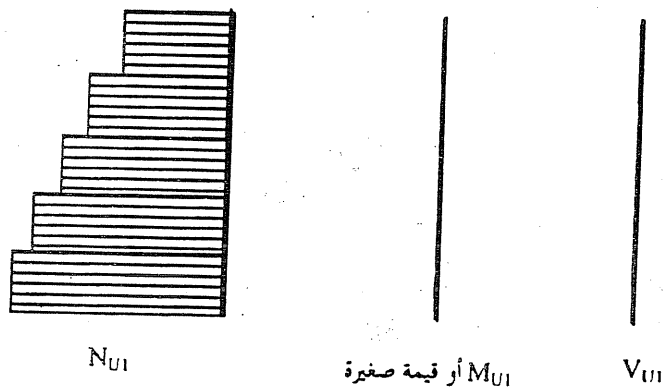
٤- تحديد القوى والعزوم الحدية لحالات التحميل المختلفة

يمكن ولجميع الجدران القصة تحديد القوى والعزوم الحدية المطبقة في مقاطع الجدران ولجميع الطوابق ولحالات التحميل الثلاثة كما يلي:

٤-١ حالة التحميل الحدية (U_1):

وهي حالة التحميل الأساسية الناتجة عن الحمولات الحية *(P)* والميتة *(G)* فقط دون قوى الهزات الأرضية، ويطبق منها على مقاطع الجدران القصية حمولات ناظمية *(NU1)* فقط ويضاف إليها أحياناً عزوم انعطاف ناتجة عن لا مركزية الحمولات الشاقولية، بينما تكون قوى القص وعزوم الانعطاف الحدية مساوية للصفر، أي:

$$N_{U1} = 1.5\, N_{(G)} + 1.8\, N_{(P)}$$
$$M_{U1} = 0 \quad \text{أو قيمة صغيرة}$$
$$V_{U1} = 0$$

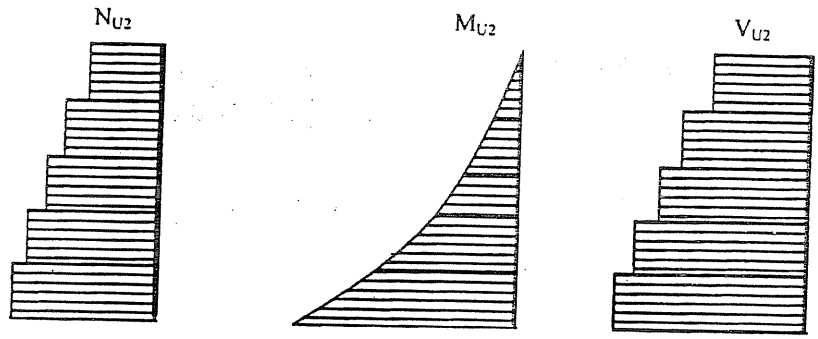


الشكل (٨)- القوى الداخلية وعزوم الانعطاف الحدية لحالة التحميل (U_1)

٤-٢ حالة التحميل الحدية (U_2):

وهي حالة التحميل الأساسية الناتجة عن الحمولات الحية *(P)* والميتة *(G)* وقوى الهزات الأرضية *(S)*، ويطبَّق فيها على مقاطع الجدران القصية المختلفة حمولات ناظمية حدية *(N_{U2})* وعزوم انعطاف حدية *(M_{U2})* وقوى قص حدية *(V_{U2})* وكما يلي:

$$N_{U2} = 0.8\, N_{U1}$$
$$N_{U2} = 1.584\, M_{(S)}$$
$$V_{U2} = 1.584\, V_{(S)}$$

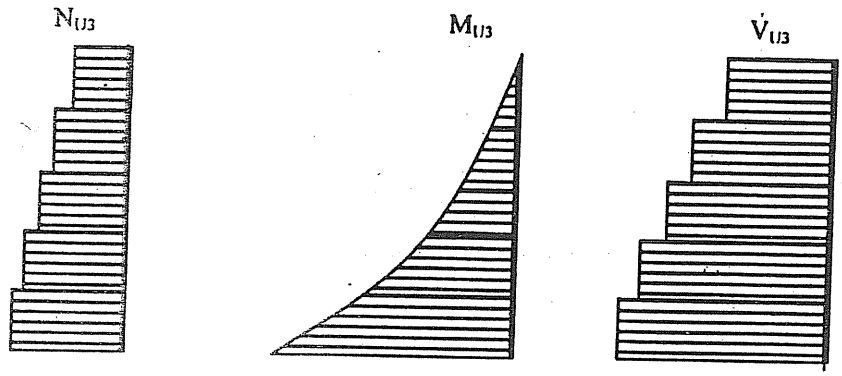


الشكل (٩)- القوى الداخلية وعزوم الانعطاف الحدية لحالة التحميل *(U_2)*

٤-٣ حالة التحميل الحدية (U_3):

وهي حالة التحميل الثانوية الناتجة عن الحمولات الميتة *(G)* فقط وقوى الهزات الأرضية *(S)*، ويطبّق فيها على مقاطع الجدران القصية المختلفة حمولات ناظمية حدية *(N_{U3})* وعزوم انعطاف حدية *(M_{U3})* وقوى قص حدية *(V_{U3})* كما يلي:

$$N_{U3} = 0.9\ N_{(G)}$$
$$V_{U3} = 1.54\ V_{(S)}$$
$$M_{U3} = 1.54\ M_{(S)}$$



الشكل (١٠)- القوى الداخلية وعزوم الانعطاف الحدية لحالة التحميل (U_3)

٤-٤ مقارنة حالات التحميل:

اعتماداً على الاشتراطات المذكورة سابقاً فإننا لن نقوم بحساب حالة التحميل *(U_3)* وسنكتفي بحساب حالتي التحميل *(U_1)* و *(U_2)* فقط.

وبمقارنة حالتي التحميل *(U_1)* و *(U_2)* يمكن ملاحظة ما يلي:

١- إن حالة التحميل الأولى *(U_1)* تطبق قوى ناظمية حدية فقط أو مع عزوم انعطاف صغيرة في حال وجودها، وتصمم مقاطع الجدران القصية المختلفة في حالة التحميل هذه كمقاطع معرضة لضغط بسيط فقط أو لا مركزية صغيرة.

٢- إن حالة التحميل الثانية *(U_2)* تطبّق قوى ناظمية حدية إضافةً لعزوم انعطاف حدية، وتصمم مقاطع الجدران القصية المختلفة كمقاطع معرضة لقوى ضغط لا مركزي *(N_{U2}, M_{U2})* وحسب منحنيات الترابط.

٣- إن حالة التحميل الثانية *(U_2)* تطبّق قوى قصية حدية *(V_{U2})* ويجب تصميم مقاطع الجدران القصية المختلفة كمقاطع معرّضة لقوى القص الحدية *(V_{U2})*.

٤-٥ مثال:

في المثال المذكور سابقاً يتم حساب القوى والعزوم الحدية لحالات التحميل المختلفة حسب ما يلي:

٤-٥-١ حالة التحميل الحدية (U_1):

يمكن إيجاد القوى الناظمية (N_{U1}) المطبّقة على جميع مقاطع الجدران القصية المختلفة ولجميع الطوابق اعتماداً على الجدولين (٢) و (٣) واللذين يحددان الحمولات الناظمية الميتة والحية المطبّقة عليها، وحسب الجدول التالي:

الطابق	الجدار	1	2	3	4	5	6	7
5		63.05	51.83	57.62	58.91	69.34	69.34	58.91
4		126.1	103.66	115.24	117.82	138.68	138.68	117.82
3		189.15	155.49	172.86	176.73	208.02	208.02	176.73
2		252.2	207.32	230.48	235.64	277.36	277.36	235.64
1		315.25	259.15	288.1	294.55	346.7	346.7	294.55
قبو		378.3	310.98	345.72	353.46	416.04	416.04	353.46

الجدول (٧)- القوى الناظمية (N_{U1}) في حالة التحميل الحدية (U_1)

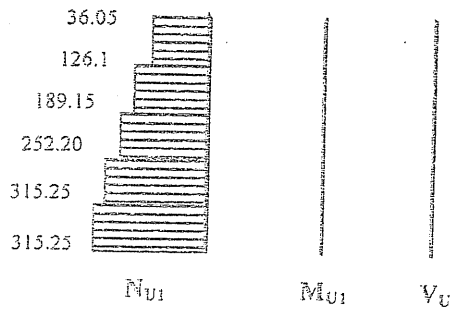
أما قوى القصّ (V_{U1}) وعزوم الانعطاف (M_{U1}) فتساوي الصفر.

٤-٥-٢ حالة التحميل الحدية (U_2):

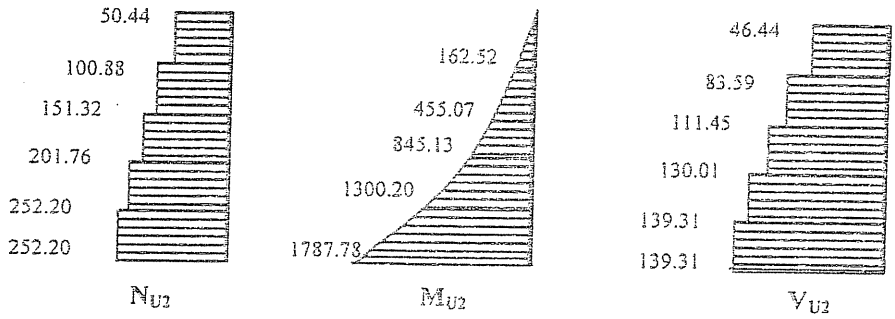
الطابق	الجدار	1	2	3	4	5	6	7
5	N_{U2}	50.44	41.46	46.10	47.13	55.47	55.47	47.13
	M_{U2}	162.52	21.57	111.32	79.64	72.45	72.45	79.64
	V_{U2}	46.44	6.16	31.81	22.75	20.70	20.70	22.75
4	N_{U2}	100.88	82.93	92.19	94.26	110.94	110.94	94.26
	M_{U2}	455.07	60.41	311.70	222.98	202.88	202.88	222.98
	V_{U2}	83.59	11.10	57.25	40.96	37.27	37.27	40.96
3	N_{U2}	151.32	124.39	138.29	141.38	166.42	166.42	141.38
	M_{U2}	845.13	112.21	578.87	414.12	376.79	376.79	414.12
	V_{U2}	111.45	14.79	76.33	54.62	49.69	49.69	54.62
2	N_{U2}	201.76	165.86	184.38	188.51	221.89	221.89	188.51
	M_{U2}	1300.20	172.62	890.57	637.10	579.66	579.66	637.10
	V_{U2}	130.01	17.27	89.05	63.71	57.69	57.69	63.71
1	N_{U2}	252.20	207.32	230.48	235.64	277.36	277.36	235.64
	M_{U2}	1787.78	237.36	1224.53	876.02	797.04	797.04	876.02
	V_{U2}	139.31	18.50	95.42	68.25	62.11	62.11	68.25

الجدول (٨) القوى الناظمية الحدية (N_{U2}) وعزوم الانعطاف الحدية (M_{U2})
وقوى القص الحدية (V_{U2}) في حالة التحميل (U_2)

وكمثال يمكن رسم مخططات القوى والعزوم الحدية في حالتي التحميل للجدار القصّي رقم (١) حسب الشكل:



حالة التحميل (U_1)



حالة التحميل (U_2)

الشكل (١١)- القوى والعزوم الحدية لحالتي التحميل للجدار رقم (١)

الفصل الرابع

التصميم وفق النظرية الحدّية في إنشاءات البيتون المسلّح

١- تمهيد عن الطريقة المرنة والطريقة الحدية

من المعروف أن التصميم في الطريقة المرنة يعتمد على بعض الفرضيات الأساسية في علم مقاومة المواد من ناحية الإجهادات المتولدة في مقاطع العناصر الإنشائية ومخططات التغيرات الانفعالات -*Strains*- مع الإجهادات.

من هذه الدراسات النظرية تستنتج علاقات وقوانين تستعمل في تصميم العناصر الإنشائية بمختلف أنواعها المعدنية أو الخشبية أو البيتونية المسلحة. إن هذه التصاميم تأخذ بعين الاعتبار وجود الحمولات الاستثمارية الفعلية الستاتيكية المؤثرة على الإنشاء بدون أي زيادة أو تصعيد، وتعرف هذه الحمولات بالحمولات العادية *(Working Design Load)* كما أن دراسة المقاطع وفق هذه الطريقة تسمى (بطريقة المقاومات الاستثمارية *(Working Strength Method)* ويرمز لها بالمراجع بـ *W.S.M*. في هذه الطريقة يعتمد المصمم على إجهادات مسموحة تصميمية تؤخذ نسبة من الإجهادات الأعظمية التي تتحملها المادة، فالإجهاد المسموح في الفولاذ مثلاً يؤخذ نسبة من حد المرونة (f_y) كما أن الإجهاد المسموح في البيتون يؤخذ نسبة من مقاومته الاسطوانية أو المكعبية.

في حين تعتمد طريقة التصميم الحدية بأخذ الحمولات العادية ثم تصعيدها أو تكبيرها بعوامل أكبر من الواحد تعرف بعوامل الأمان *Safety Factor*. تعتمد قيمة عامل الأمان هذا على النظام أو الكود المعتبر وعلى نوع الحمولات سواءً أكانت حيةً أو ميتة أو حمولات زلزالية وعلى درجة تطبيقها بشكل دائم كالحمولات العادية المألوفة أو بشكل لحظي كحمولات الهزات الأرضية أو حمولات دفع الرياح. تسمى هذه الحمولة المصعّدة أو المكبّرة بـ (حمولة التصميم الحدية *Ultimate Design Load*) في هذه الحالة يؤخذ سلوك المادة الفعلي وخاصة عند مرحلة الانهيار، ويتم الاعتماد على مخططات الإجهادات والانفعالات الحقيقية للمادة في مختلف مراحل التحميل وحتى الانهيار الفعلي. تسمى هذه الطريقة بـ طريقة المقاومات الحدية *(Ultimate Strength Method)* ويرمز لها عادةً بـ *U.S.M*.

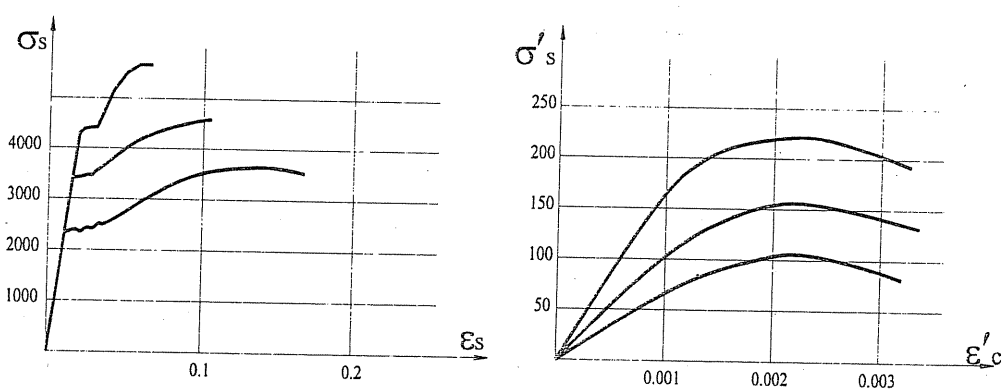
إن هذه الطريقة الحدية تستعمل سواءً في إنشاءات البيتون المسلّح أو في الإنشاءات المعدنية، ولكل من هذه الإنشاءات علاقاتها وفرضياتها المستقلة المستنتجة من دراسات نظرية وتجريبية.

لقد استعملت (طريقة المقاومة الاستثمارية) - والمعروفة عادةً بالطريقة المرنة - فترة طويلة من الزمن في جميع دول العالم وحددت تعليمات وقواعد التصميم (الكودات) المبادئ الأساسية التي يعتمد عليها المصمم في دراس المقاطع البيتونية المسلّحة. لكنّ مؤسسات البحث ومخابر الجامعات كانت تطور مبادئ التصميم

وتقوم بالأعمال التجريبية على مختلف العناصر الإنشائية للتوصّل إلى أسس جديدة ونتائج واقعية عن سلوك المقاطع البيتونية المسلّحة عند مرحلة الانهيار. وتبعاً لذلك تم تعديل هذه الأنظمة والتوصّل إلى مبادئ جديدة في التصميم تأخذ بعين الاعتبار مقدار الجهد الذي يؤدي إلى انهيار المادة وانكسار المقطع البيتوني المسلّح. وقد صدرت تعليمات الكود البريطاني الجديدة عام ١٩٧١ وهي تحتوي على أسس (طريقة التصميم الحدية). وقد سمحت هذه التعليمات في مقدمتها باستعمال الطريقة الحدية أو الطريقة المرنة وفقاً لرغبة المصممين ولفترة زمنية انتقالية محدودة، على أن يتمّ الالتزام بالطريقة الحدية في المستقبل من قبل جميع المصممين. وتبعاً لذلك بدأت تظهر الكتب والمؤلفات التي تساعد المهندسين في دراساتهم بهذه الطريقة والتي تحتوي على شرح الطريقة الحدية وتقديم الجداول العددية والمنحنيات البيانية والأمثلة التطبيقية لكي يتمكن المصمم الإنشائي من الاعتماد عليها في دراسات المشاريع المختلفة. ونذكر في هذا المجال أن صدور هذه التعليمات عام ١٩٧١ اعتمد على دراسة موسّعة وتجارب عديدة اشتركت فيها مراكز البحث العلمي ومخابر الجامعات لفترة طويلة قبل عام ١٩٧١ بحوالي ٢٠ عاماً، وقد تم الاعتماد أيضاً في إعداد هذا الكود الجديد على نتائج الأبحاث التي توصّل إليها طلاّب الدراسات العليا.

٢- المقاومات الميكانيكية للبيتون والفولاذ

نظراً لأن الطريقة الحدية تعتمد على سلوك المادة تحت تأثير الحمولات الخارجية في مختلف مراحل التحميل، لهذا فإن مخطط الإجهادات - الانفعالات في البيتون والفولاذ هي من أهم هذه المخططات التي يتم الاعتماد عليها في هذا المجال وفق ما يوضّحه الشكل رقم (١).



الشكل رقم (١) مخطط الإجهادات - الانفعالات في البيتون والفولاذ

فبالنسبة للفولاذ هناك حد المرونة الذي يمثّل على المحور الشاقولي بالقيمة (f_y) والانفعال المقابل له هو القيمة (ε_{sy}) كما أن ميل هذا المستقيم في مرحلة المرونة يكون متماثلاً لجميع أنواع الفولاذ سواءً المرن أو عالي المقاومة ويساوي إلى: $E_s = 2.1 \times 10^6\ Kg/cm^2$ وكما هو معروف فإن قيمة (f_y) بالنسبة للفولاذ المرن هي بحدود $f_y = 2400\ Kg/cm^2$ وتعرف أحياناً هذه القيمة باسم إجهاد الخضوع *Yielding Stress*، وتزداد قيمة هذا الإجهاد في الفولاذ عالي المقاومة حيث تصل قيمته إلى *(3000-4000 Kg/cm²)* تبعاً لنوع وطريقة صنع الفولاذ.

فيما يخصّ البيتون فإن مخطط (الانفعالات - الإجهادات) *(Stress-Stain Curve)* يمثّل عادةً بمجموعة من النقط المبعثرة ويقرّب عادةً إلى شكل منحنٍ يمكن اعتباره في بعض الفرضيات بشكل قطع مكافئ. في هذا المنحني هناك قيمتان هامتان من الناحية الإنشائية:

آ- ذروة الإجهاد الأعظمية وتعرف باسم المقاومة الاسطوانية، وهي المقاومة المختبرة على عينات اسطوانية نظامية قطرها ١٥ سم وارتفاعها ٣٠ سم.

ب- القيمة الثانية الهامة في هذا المخطط هي مقدار الانفعال الأعظم الذي يحصل في العينة المختبرة الاسطوانية عند الانهيار، وقد وجد أن قيمة هذا الانفعال الأعظم تتراوح بين ٠,٠٠٤-٠,٠٠٣ = $(\varepsilon'_c)_{max}$. لهذا فقد اعتمدت أكثر الأنظمة بما فيها الكود العربي السوري قيمة (٠,٠٠٣) كحد أعظمي لانفعال البيتون.

٣- مبدأ التصميم وفق الطريقة الحدية

تعتمد الطريقة الحدية بشكل أساسي في البحث عن مقدار الحمولة أو الجهد الذي يُسبِّب انكسار وانهيار العنصر الإنشائي. وكما هو معروف في الدراسات الإنشائية فإن المقاطع تتعرض عادةً إلى جهود منوعة: عزم انعطاف، قوة محورية ضاغطة، قوة محورية شادة، قوة قص، عزم فتل، وعادةً يتعرض المقطع إلى أكثر من جهد في وقتٍ واحد. فمثلاً قد يخضع العنصر الإنشائي إلى عزم انعطاف وقوة قصّ كما هو الحال في الجوائز والجسور وقد يتعرض العنصر إلى قوة محورية مع عزم انعطاف كما هو الحال في أعمدة الهياكل (البورتيكات) البيتونية المسلّحة وقد يتعرّض العنصر أيضاً إلى قوة قصّ وعزم وفتل إضافةً إلى عزم انعطاف كما هو الحال في بعض حالات الجسور، وهكذا يمكن أن نجد حالات أخرى عديدة تخضع لها العناصر الإنشائية إلى مجموعة من الجهود في وقتٍ واحد.

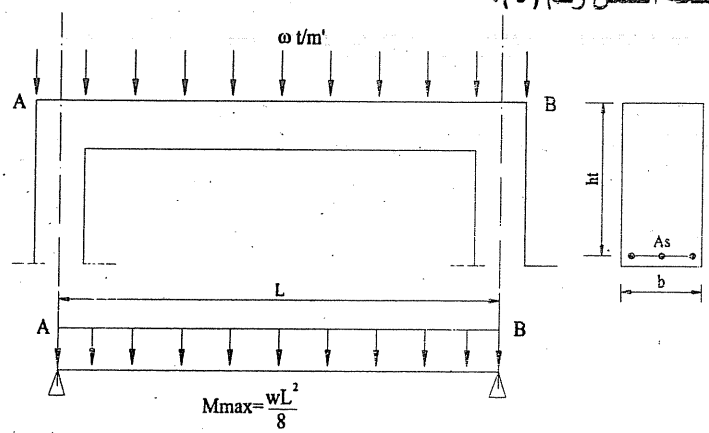
لهذا فإن الهدف الرئيسي للنظرية الحدية هو البحث عن مقدار الجهد أو الجهود التي تسبب في انهيار المقطع البيتوني تحت تأثير مختلف أنواع هذه الجهود لإيضاح مبادئ النظرية الحدية فإن الفقرة التالية تشرح سلوك المقاطع الخاضعة إلى الانعطاف البسيط في مختلف مراحل التحميل وحتى انهيار المقطع تحت تأثير عزم انعطاف حدي قدره (M_u).

٤- انهيار المقاطع الخاضعة إلى عزم الانعطاف

يعرف المقطع بأنه خاضع إلى الانعطاف *(Bending)* إذا كانت محصّلة الجهود المؤثّرة عليه تمثّل مزدوجة يقع محورها في المقطع المدروس. فالجوائز بأنواعها والبلاطات والأعصاب وغيرها من العناصر الإنشائية تكون خاضعة إلى عزم انعطاف M، يحسب هذا العزم وفق علاقات وقوانين مقاومة المواد وحساب الإنشاءات.

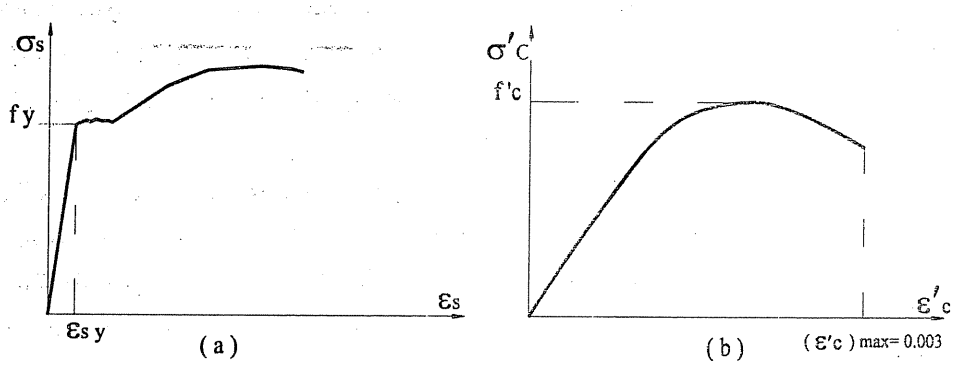
يمثل الشكل رقم (٢) جائزاً بسيطاً *(AB)* يخضع إلى حمولة موزّعة بانتظام مقدارها *(w)* وهو بشكل مستطيل عرضه *(b)* وارتفاعه الكلي *(ht)* وارتفاعه المفيد *(d)*. ولندرس سلوك هذا الجائز عندما تتغير قيمة *(w)* من قيمة صغيرة إلى قيم أكبر فنجد ما يلي:

آ- في المرحلة الأولى من مراحل التحميل وعندما تكون *(w)* صغيرة القيمة فإن إجهادات المقطع تكون ضمن حدود المرونة، وتحصل (تغيرات - انفعالات - *Strains*) شد وضغط يفصل بينهما محور محايد *N.A* وفق ما يوضّحه الشكل رقم (٤).

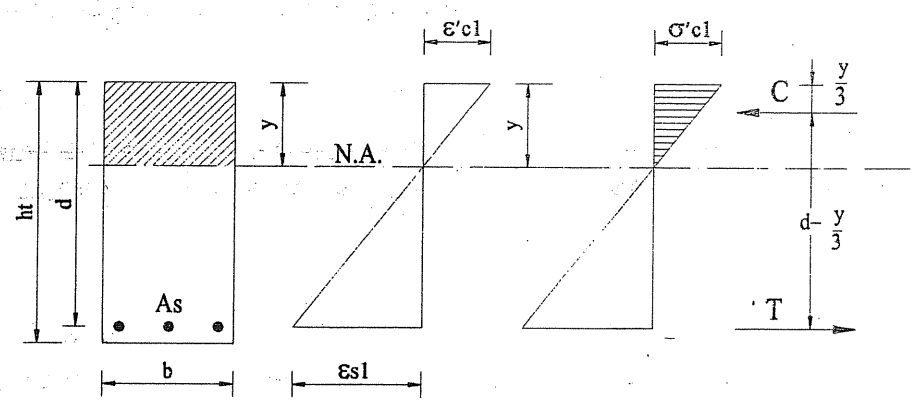


الشكل رقم (٢) أبعاد الجائز البسيط الخاضع إلى حمولة موزّعة بانتظام

وتبعاً لمخططات الانفعالات مع الإجهادات للبيتون والفولاذ الموضّحة على الشكل رقم /٣/ فإن الإجهاد الأعظم في البيتون المضغوط يكون محدداً بقيمة *(σ'_{c1})* الناتجة عن الانفعال *(ε_{ci})*. وفي ذات الوقت تحصل في الفولاذ إجهادات شدّ *(σ_{s1})* ناتجة عن الانفعال *(ε_{s1})*. في الحالة المرنة تكون قيم *(ε_s , ε'_c)* صفيرة والإجهادات الناتجة عنها *(σ_s , σ'_c)* تكون صفيرة أيضاً بحيث يكون مخطط تغيرات إجهادات الضغط في البيتون بشكل خطي مثلثي تقريبي.



الشكل رقم (٣) مخططات الإجهاد - الانفعال للبيتون والفولاذ

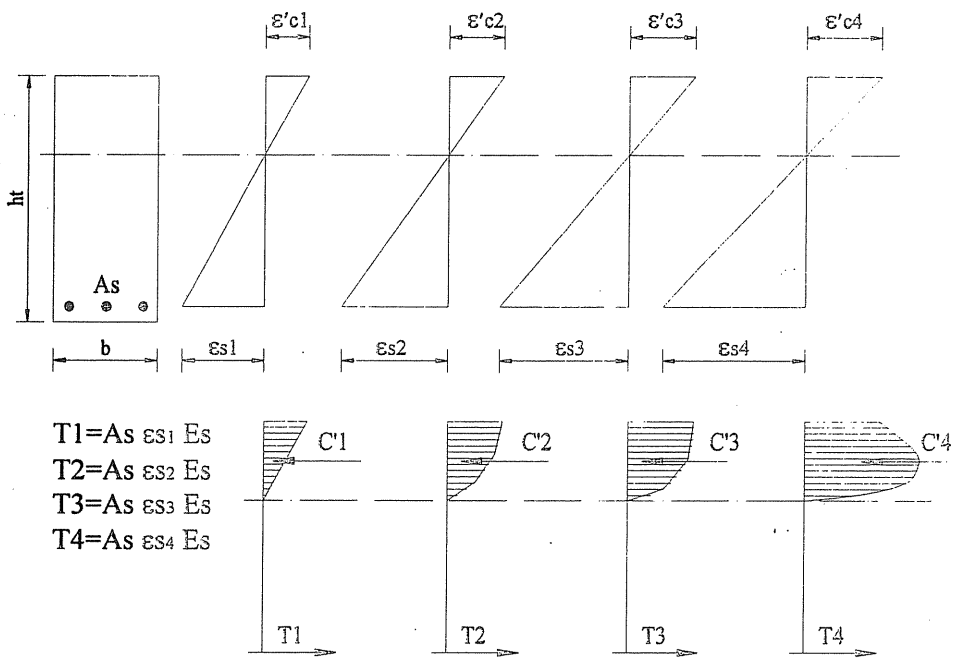


الشكل رقم (٤) مخططات الانفعالات والإجهادات في المجال المرن

تبعا لمخطط الانفعالات للفولاذ بالنسبة لإجهاد الشد في الفولاذ فإن قيمته تكون محددة بالقيمة (σ_s) الموافقة للانفعال (ε_s).

وكما هو معروف فإن معادلات التوازن التقليدية في قوى المقطع $\Sigma F=0$ و $\Sigma M=0$ تعطي المعادلات والعلاقات اللازمة لتصميم المقطع واستنتاج الجداول والمنحنيات البيانية الخاصة بالتصميم أو بحساب الإجهادات.

ب- مع ازدياد الحمولة (w) بشكل متتابع فالمقطع الوسطي الخاضع إلى العزم الأعظم (M_{max}) سوف يتعرض إلى انفعالات $(\varepsilon'_c, \varepsilon_s)$ متزايدة وتبعا لذلك سوف ينتج في المقطع إجهادات متزايدة في البيتون (σ'_c) وفي الفولاذ (σ_s) وفق ما يوضحه الشكل رقم (٥).



الشكل رقم (٥)

تغيرات إجهادات الضغط في البيتون تبعا لتغيرات الانفعالات في المنطقة المضغوطة

من الطبيعي أن تكون مخططات إجهادات الضغط في البيتون في المقطع المستطيل تابعة إلى مخطط الإجهادات - الانفعالات في البيتون (الشكل رقم ٣) بحيث نجد أن هذا المخطط يصبح بشكل منحن عندما تكون قيم (w) كبيرة. أما الفولاذ المشدود فإن الإجهادات تزداد أيضا تبعا إلى ازدياد قيمة (w) بحيث نجد أن قيم قوى الشد (T_3, T_2, T_1) تساوي إلى جداء المساحة (A_s) بالإجهاد (σ_s) الموافق للانفعالات $(\varepsilon_{s3}, \varepsilon_{s2}, \varepsilon_{s1})$.

ج- إذا استمرت قيمة (w) بالازدياد فإن مقدار الانفعالات $(\varepsilon_s, \varepsilon'_c)$ في المقطع الوسطي للجائز تزداد أيضا بحيث أنه من المحتمل أن تكون قيم هذه الانفعالات كبيرة جدا، وعندها يكون المقطع أمام ثلاثة احتمالات:

٤-١- الاحتمال الأول: من المحتمل أن يصل الانفعال (ε'_c) إلى مقدار الحد الأعظم المساوي إلى $(\varepsilon'_c)\ max = 0.003$ والمحدد على مخطط (الإجهادات – الانفعالات) للبيتون الموضّح على الشكل رقم /٣/ في حين أن الفولاذ المشدود لا زال في المرحلة المرنة أي أن إجهاده أقل من حد مرونته (f_y)، وهذا يعني أن البيتون المضغوط قد وصل إلى حدّ تحمّله الأعظم وبدأ في الانهيار في حين أن الفولاذ لا زال في المرحلة المرنة.

إن وصول البيتون إلى هذا الحد الكبير من الانفعالات والإجهادات يؤدي إلى انهيار المقطع بكامله، ويسمى هذا النوع من الانهيار بـ (الانهيار بالضغط *Compression Failure*). يذكر في هذا المجال أن هذا النوع من الانهيار يحصل في المقاطع الحاوية على كمية كبيرة من الفولاذ المشدود. ولهذا تسمى هذه المقاطع بـ (المقاطع عالية التسليح *Over Reinforced Sections*).

٤-٢- الاحتمال الثاني: قد يصل انفعال الفولاذ (ε_s) إلى الانفعال المقابل إلى حدّ المرونة (إجهاد الخضوع) (ε_{sy}) وهذا يعني أن إجهاد الفولاذ (σ_s) قد وصل إلى حد مرونته (f_y) في حين أن انفعال البيتون (ε'_c) لا زال بعيداً عن القيمة الأعظمية المساوية إلى (0.003)، ففي هذه الحالة يحصل في الفولاذ تغيرات كبيرة تؤدي إلى تطاولات واضحة وتشققات ملموسة في المنطقة المشدودة، ونقول إن كفاءة المقطع على الانعطاف قد استنفذت بالفولاذ المشدود وحصل فيه ما يسمى بـ (الانهيار بالشدّ *Tension Failure*) نذكر هنا أيضاً أن هذا الانهيار يحصل في المقاطع الحاوية على كمية صغيرة من الفولاذ المشدود. ولهذا تسمى بـ (المقاطع منخفضة التسليح *Under Reinforced Sections*).

٤-٣- الاحتمال الثالث: في هذه الحالة إذا تمّ اختيار مساحة الفولاذ المشدودة ومساحة المنطقة المضغوطة في البيتون بحيث يصل الانفعال في البيتون إلى قيمته الأعظمية $(\varepsilon'_c = 0.003)$ وفي نفس الوقت يصل إجهاد الشدّ في التسليح السفلي إلى حد المرونة (f_y) في هذا الاحتمال يحصل انهيار المقطع بتأثير انهيار البيتون المضغوط في آنٍ واحد مع استنفاذ الفولاذ لمقدار تحمله على الشدّ. يسمى هذا الانهيار في هذه الحالة بـ (الانهيار المتوازن *Balanced Faliure*). إن نسبة التسليح المشدودة الموافقة لهذه الحالة والمساوية إلى $(\frac{A_s}{bd})$ تسمى بالنسبة التوازنية *Balanced Reinforcement Ratio* ويرمز لها بـ (ρ_b).

٤-٤- النسبة التوازنية: تعتبر النسبة التوازنية (ρ_b) الخاصة بالتسليح التوازني من الخصائص الهامة جداً في دراسة المقاطع الخاضعة إلى الانعطاف البسيط أو المقاطع الخاضعة إلى الانعطاف المركب (قوة ضغط مترافقة مع عزم انعطاف)، تعطي نظرية الحمولات الحدية اشتقاق هذه النسبة من مخطط تشوهات (انفعالات) البيتون والفولاذ. ونتيجة لهذا الاشتقاق فإن قيمة (ρ_b) في المقاطع المستطيلة تساوي إلى:

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{bd} = \frac{4550}{6300 + fy} \times \frac{fc'}{fy}$$

من المهم جداً التأكيد أن مساحة التسليح المشدودة في المقاطع المنعطفة يجب أن تكون بعيدة عن المساحة التوازنية وذلك لكي نضمن المقاومة والمرونة الكافية لهذه المقاطع. لهذا نجد أن جميع أنظمة التصميم الخاصة بالبيتون المسلّح، بما فيها الكود العربي السوري، تشترط أن تكون نسبة تسليح المقاطع أقل من النسبة التوازنية.

يعطي الكود العربي السوري قيمة نسبة التسليح التصميمية في هذه المقاطع وفق ما يلي:

آ- في المقاطع الخاضعة إلى الحمولات الحية والميتة العادية: $\rho < \frac{3}{4}\rho_b$

ب- في المقاطع المقاومة للحمولات والقوى الزلزالية: $\rho < \frac{1}{2}\rho_b$

مع الإشارة إلى أن هناك علاقات ودراسات موسّعة خاصة بالمقاطع ذات الشكل (T) الخاضعة إلى الانعطاف البسيط، يتم اشتقاق هذه العلاقات عادةً في دراسة النظرية الحدية للمقاطع البيتونية المسلّحة.

٥- دراسة المقاطع اعتماداً على الطريقة الحدية

تتم دراسة المقاطع في هذه الحالة اعتماداً على مخطط الإجهادات الفعلي للبيتون عند مرحلة الانهيار وإجهادات الشد في الفولاذ المساوية إلى حد المرونة (f_y). ينتج عن هذه القيم لإجهادات البيتون والفولاذ قوى F'_c في البيتون و F_s في الفولاذ وهي تخالف القوى المعروفة في الطريقة المرنة.

من الطبيعي أن تكون المعادلات والجداول والمنحنيات البيانية الخاصة بالدراسة الحدية تخالف تماماً ما هو معروف بالطريقة المرنة. يتم عادةً اشتقاق المعادلات التصميمية للطريقة الحدية تبعاً إلى الجهود التي تخضع لها المقاطع البيتونية المسلحة. وهذه الجهود كما هو معروف هي: عزم الانعطاف، قوة الضغط المحورية، قوة القصّ (الجهد القاطع)، عزم الفتل، انعطاف مركب (ضغط + عزم).

إن الجدران القصية هي الموضوع الأساسي في هذه الدراسة لأن القوى الزلزالية المؤثرة على الأبنية تقاوم عادةً بالجدران القصية، وقد تكون الهياكل (الإطارات *Frames*) هي العناصر الرئيسية لمقاومة هذه القوى الزلزالية، ونظراً لأن موضوع الدورة هو دراسة الجدران القصية ودورها في مقاومة الهزات الأرضية فإنه سوف يتم استعراض العلاقات والمعادلات الخاصة بالانعطاف المركب والقص وقوة الضغط المحورية وذلك لأن الجدران القصية عادةً تكون خاضعة إلى هذه الجهود الثلاثة عند تعرض المنشآت والأبنية إلى تأثير القوى الزلزالية. الفقرات التالية توضّح العلاقات التصميمية بهذه الجهود الثلاثة.

٦- المقاطع الخاضعة إلى عزم الانعطاف مع قوة ضغط محورية (الانعطاف المركّب)

إن الدراسة النظرية لهذه الحالة معقدة وطويلة، لهذا يتم الاعتماد على منحنيات بيانية معروفة بإاسم (منحنيات الترابط)، *(Interaction Curves)* تساعد على تصميم هذا النوع من المقاطع . يمكن رسم هذه المنحنيات لحالة العمود المطلوب وفق معادلات الكود العربي السوري ، أو يمكن استعمال منحنيات جاهزة ومتوفرة في مراجع خاصة . يوضّح الشكل (١٣) أحد هذه المنحنيات المستعملة في التصاميم ، وتوضّح المراحل التالية طريقة استعمال هذه المنحنيات:

١- إن المعطيات في هذه الدراسة الخاصة بالجدران القصية هي:

آ- قوة الضغط المحورية N_{u2} المحسوبة من الحمولات الحية *(LL)* والحمولات الميتة *(DL)* المؤثرة على هذا الجدار والناتجة عن حالة التحميل رقم U_2.

ب- عزم الانعطاف M_{u2} المحسوبة من تأثير القوى الأفقية *(V)* المؤثرة على الجدران القصية والناتجة عن الهزات الأرضية تبعاً لحالة التحميل رقم U_2.

ج- يجب الإشارة إلى أن حساب N_{u2} , M_{u2} يعتمد على حالة تجميع القوى أو تجميع الآثار المعروفة بـ *(Load Combinations)* وفق ما ورد في المحاضرات السابقة والناتجة عن حالة التحميل U_2 .

د- أبعاد المقطع *(H,b)* والتي تمثل عرض وطول الجدار القصي المدروس في المسقط الأفقي.

هـ- نوع الفولاذ والبيتون، بحيث يتم اختيار (f_y) و (f'_c) الموافقة لما هو مستعمل في الدراسة الإنشائية للمشروع.

٢- يتم حساب الثوابت:

$$K = \frac{Nu_2}{f'_c.b.H}$$

$$K\frac{e}{H} = \frac{Nu_2.e}{f'_c.b.H^2}$$

٣- تحدد قيم الثوابت على المحورين الإحداثيين نقطة في مستوى المنحنيات حيث يستنتج رقم المنحني الذي يمر من هذه النقطة ويحدد مقدار الثابتة $(\rho_t\, m)$ والمساوية إلى:

$$\rho_t m = (\frac{As}{bH} \times \frac{fy}{0.85 f'_c})$$

يحسب التسليح الكلي اللازم في المقطع من المعادلة المذكورة أعلاه. حيث مثّل التسليح المحسوب بالمعادلة الأخيرة مقدار مساحة التسليح الكلية في المقطع، يوضع نصف هذا التسليح على يمين المقطع والنصف الآخر على يسار المقطع.

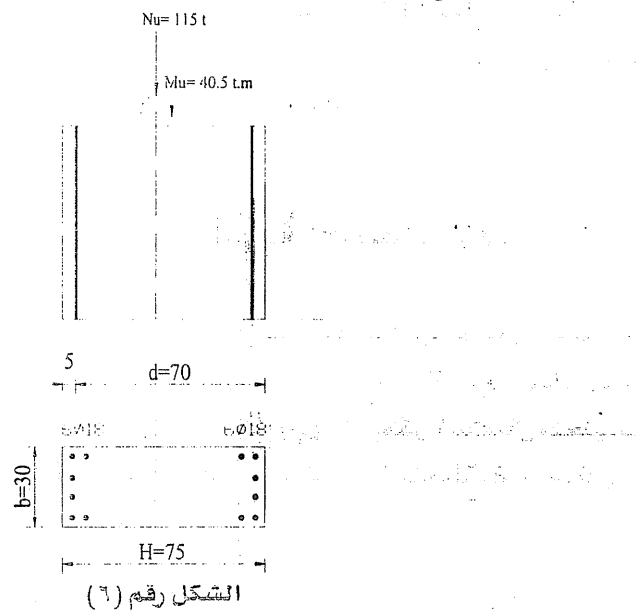
٦-١- تطبيق عددي:

يطلب حساب التسليح المتناظر للمقطع المستطيل المبيَّن في الشكل رقم /٦/ وفق المعطيات التالية:

$b=30\ cm$ $H=75cm$ $d=70cm$ $a=a'=5cm$

$Nu=115\ t.$ $f'_c = 180\ Kg/cm^2$

$Mu=40.5\ t.m$ $f_v=3000\ Kg/cm^2$



الشكل رقم (٦)

إن مخطط الترابط المتوفر هو المخطط رقم (٨٠) من كتاب *(ACI, SP No.17d)* والموضح في الشكل (١٣) والذي يناسب المعطيات التالية:

$f'_c \leq 280\ Kg/cm^2$
$f_y = 2800\ Kg/cm^2$ *
$g = 0.9$

نحسب قيمة g من معطيات المسألة:

$$g = \frac{75-10}{75} = 0.87$$

يمكن استعمال المخطط الخاص بـ $g = 0.9$ باعتبار تقريب مناسب ومقبول بين قيمة (g) الخاصة بالمخطط و (g) الخاصة بالتطبيق العددي.

بالنسبة للمقاومة المميزة للبيتون $f'_c = 180$ الخاصة بالتطبيق العددي نجد أن مخطط الترابط المذكور مقبول لأن هذا المخطط مناسب لقيم (f'_c) الأقل من $280\ kg/cm^2$.

فيما يخص حد مرونة الفولاذ (إجهاد الخضوع f_y) فإن مخطط الترابط يناسب الإجهاد $f_y=2800\ kg/cm^2$. ونظراً لعدم توفر مخطط ترابط خاص بالإجهاد $f_y=3000\ kg/cm^2$ فيمكن استعمال المخطط المتوفر حالياً مع تقريب مناسب وهذا التقريب هو في صالح الأمان.

إذن، يتم الحساب كما يلي:

اللامركزية

$$e = \frac{40.5}{115} = 0.352cm = 35{,}2cm$$

$$K = \frac{Nu}{f'_c.b.H} = \frac{115.000}{180\times 30\times 75}$$

$$K = 0.284$$

$$K.\frac{e}{H} = \frac{Nu.e}{f'_c.b.H^2} = \frac{115.000\times 35.2}{180\times 30\times (75)^2}$$

$$K\frac{e}{H} = 0.133$$

$$\rho_l m = 0.24$$

من مخطط الترابط نجد:

نعوض بمعادلة:

$$\frac{As}{bH}\times\frac{fy}{0.85.f'_c} = 0.24$$

$$As = 0.24\times 30\times 75\times\frac{0.85\times 180}{2800} = 29.51cm^2$$

مقدار التسليح من كل طرف يساوي إلى $29.51 \div 2 = 14.75$ يمكن اختيار قضبان التسليح $= 6\phi 18$ $15.26\ cm^2$ وفق ما يوضحه الشكل رقم /٦/.

---

* سوف نعتمد القيمة $f_y = 2800\ kg/cm^2$ في حساب التسليح لحالة الانعطاف المركب (Mu + Nu) لأن المنحنيات البيانية المستعملة خاصة بقيمة $f_y = 2800\ kg/cm^2$ ولا يوجد منحنيات خاصة بـ $f_y = 3000\ kg/cm^2$.

** تمّ تعويض f_y بـ $2800\ kg/cm^2$ في هذه المعادلة لأن المنحنيات البيانية الموضحة في الشكل (١٣) خاصة بقيمة $f_y = 2800$ ولا يوجد منحنيات خاصة بـ $f_y=3000\ kg/cm^2$.

٧- المقاطع الخاضعة إلى الضغط المحوري

حدد الكود العربي السوري تطبيق طريقة النظرية الحدية على المقاطع الخاضعة إلى الضغط المحوري، يمكن إيضاح طريقة حساب مقدار قوة الضغط الحدية المحورية لعمودٍ غير خاضع إلى التحنيب بالمعادلة التالية:

$$Nu = 0.8\ \phi\ (0.85\, f'_c\, A'_c + f_y\, A_s)$$

حيث تمثل ϕ عامل تخفيض الحمولة ويساوي إلى 0.7

أما بالنسبة للحدود $A'_s\ ,\ A'_c\ ,\ f_y\ ,\ f'_c$ فهي تمثل القيم المعروفة لإجهادات ومساحات البيتون والفولاذ في العمود.

٨- المقاطع الخاضعة إلى قوى القص

قيمة إجهاد القص الحدي الأعظمي في الجدران القصية وفق تعليمات الكود العربي السوري تساوي إلى:

$$\tau u = \frac{Vu}{0.85.b.(0.8d)}$$

حيث تمثل (d) العمق الفعال للجدار القصي، (الفقرة ٩-٢-١٠-٧) من الكود العربي السوري. وتمثل (Vu) قوة القص في المقطع الحرج الذي يبعد مسافة $d/2$ من وجه استناد الجدار القصي.

حدد الكود العربي السوري مقدار مقاومة البيتون للإجهادات المماسية الافتراضية بالعلاقة:

$$\tau cu = 0.5\sqrt{f'c}$$

ولكن يفضّل إهمال هذه القيمة عند دراسة القص وحساب التسليح اللازم لهذا القص. أخيراً يجب ألا يزيد إجهاد القص الحدي في الجدران القصية عن القيمة:

$$(\tau u)\max = 2.04\sqrt{f'c}$$

٩- دراسة التسليح في الجدران القصية

إن الجدران القصية هي عناصر إنشائية تقاوم القوى الزلزالية وتدرس باعتبارها خاضعة إلى الجهود الناتجة عن هذه القوى وهي: عزم الانعطاف والقوى المحورية وقوى القص ، ولكن قبل البدء بتطبيق النظرية الحدية لدراسة الجدران القصية يجب التأكيد إن هذه الجدران تعمل كعناصر شاقولية خاضعة إلى قوى محورية فقط أو قوى محورية مع لا مركزية صغيرة وبشكل مماثل لما تتعرض له الأعمدة البيتونية المسلحة ، ومن الطبيعي أن تكون هذه القوى المحورية ناتجة عن حالة التحميل (U1) التي تمثل الحمولات الشاقولية فقط والناتجة عن الحمولات الحية والميتة. لهذا لا بد أن نطبق الاشتراطات الواردة في الكود العربي السوري الخاصة بهذه الحمولات و التي حددت بشكل واضح مساحات التسليح الدنيا لهذه الجدران سواء للتسليح الشاقولي أو التسليح الأفقي .

نجد هذه الاشتراطات أيضا في الجزء الأول من الاشتراطات المطلوبة لمقاومة الزلازل لعام ١٩٩٦ (الصفحات ٢٥، ٢٦) حيث توضح هذه الاشتراطات قيم نسب التسليح الأفقية والشاقولية الدنيا إعتماداً

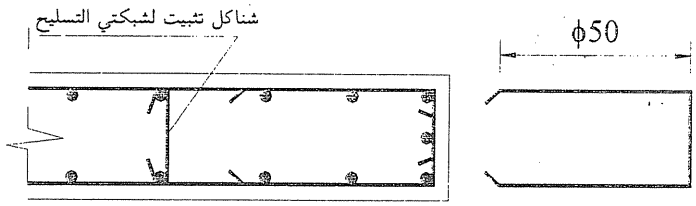
على مقدار الحمولة الحدية التي يتعرض لها الجدار ومقدار الحمولة العظمى التي يتحملها الجدار (Nu) والمحسوبة طبقا للعلاقة رقم (١-٩) من الكود.

أوضحت هذه الاشتراطات أيضا تفاصيل وضع قضبان التسليح في نهايات الجدار القصي في حالتين: الأولى عندما يكون الجدار معرضا إلى ضغط بلا مركزية صغيرة والثانية عندما يكون الجدار معرضاً إلى ضغط بلامركزية كبيرة وفق ما يلي:

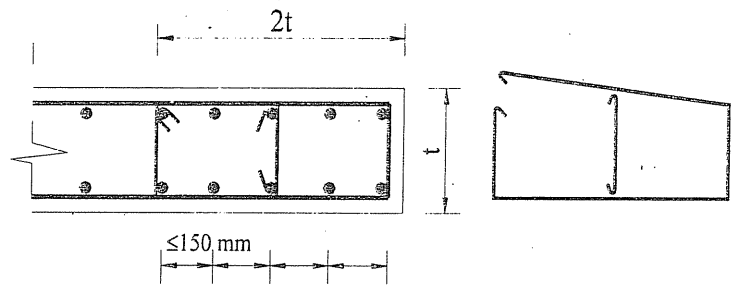
٩-١- الحالة الأولى

في هذه الحالة يتعرض الجدار أو الجزء الأعظم منه إلى إجهادات ضغط ، ويمكن تمييز الاحتمالين التاليين:

الاحتمال الأول: لا تتجاوز قوة الضغط في حالة الحد الأقصى في المقطع الحرج لجدار القص 1/2 المقاومة القصوى في الضغط لهذا الجدار، يمكن في هذه الحالة الاستغناء عن وضع أعمدة مخفية في نهايات الجدران ويكتفى بتسليح الجدار كما ورد أعلاه مع إضافة أتاري مفتوحة على شكل ⊃ لا يقل قطرها عن ٨ مم وبذات التباعد الأفقى للجدران مهمتها تثبيت شبكتى التسليح للجدار في مواضعها وكما هو مبين في الشكل التالي



الاحتمال الثاني: تتجاوز قوة الضغط في حالة الحد الأقصى في المقطع الحرج لجدار القص 1/2 المقاومة القصوى في الضغط لهذا الجدار، توضع في هذه الحالة أعمدة مخفية عند نهايات الجدار سماكتها (t) وطول مقطعها (2t) . ويستعمل في هذه الأعمدة تسليح طولي لا تقل مساحته عن 1% ويوزع بانتظام وتسليح عرضي ملائم وفق الاشتراطات المطلوبة في التسليح العرضي للأعمدة في الكود وكما هو مبين في الشكل التالى ، وينوه إلى ضرورة استخدام التسليح المتناظر في جدران القص.



٩-٢- الحالة الثانية

في هذه الحالة يكون جدار القص في حالة الحد الأقصى معرضاً إلى ضغط بلامركزية كبيرة . إن التسليح المشدود في المقطع الحرج سيصل إلى حد الخضوع قبل أن تتكسر الخرسانة بالضغط . في هذه الحالة يحسب التسليح اللازم للشد ويركز في عمود مخفي سماكته (t) وطول مقطعه (2t) عند كل من نهايتي الجدار أما بقية مقطع الجدار فيسلح إنشائيا بشكل أفقي وشاقولي مع الإشارة إلى أن التسليح الأفقي

يعمل أيضا بشكل أساور لمقاومة قوى القص كما سوف يرد ذكره في الفقرات التالية . وفي كل الحالات يجب أن لا تزيد نسبة التسليح في الأعمدة المخفية عن 2.5% وهذا ما سوف تتم دراسته في الفقرات التالية أيضاً. تطبق في تحديد أبعاد وأقطار مختلف القضبان التعليمات الواردة في الصفحات (٢٨،٢٩) من الجزء الأول للاشتراطات الخاصة بمقاومة الزلازل.

في الحلة التي تكون فيها نسبة تسليح العمود المخفي الموجودة في نهايتي الجدار تتجاوز القيمة المسموحة الواردة في الكود والمساوية إلى 2.5% فيمكن في هذه الحالة تكبير المقطع في نهايتي الجدار إلى عمود ظاهر تحقق أبعاده نسبة تسليح أقل من 2.5% وبحيث لا يتجاوز إتجاه العمود الموازي للجدار 20% من الطول الكلي للجدار.

١٠- تطبيق النظرية الحدية لدراسة الجدران القصية

سوف يتم في هذه الفقرة تطبيق النظرية الحدية عند دراسة الجدران القصية في المثال التطبيقي الخاص بدراسة البناء تحت تأثير الهزات الأرضية. لهذه الغاية سوف يتم الاعتماد على نتائج حساب القوى والعزوم المؤثرة على مختلف الجدران القصية في الاتجاهين *(Y,X)*.

١٠-١- دراسة الجدار القصي رقم /٧/ من المثال المدروس سابقاً:

المعطيات: $H = 500$ $b = 20$

الحمولة الضاغطة على هذا الجدار:

بفرض أن الجدار القصي موثوق في منسوب سقف القبو المؤلف من جسور وبلاطات بيتونية مسلحة فإنه يمكن تحديد القوة المحورية N_{u2} عند منسوب ظهر القبو وذلك من حالة تركيب الحمولة $U2$ فنجد:

$$N_{u2} = 235.64\ t$$

عزم الانعطاف الناتج عن القوى الأفقية، والتي تمثل القوى الزلزالية، عند منسوب ظهر القبو يساوي إلى:

$$M_{u2} = 876.02\ t.m$$

نطبّق الحساب بشكل مماثل إلى التطبيق العددي السابق، نحسب اللامركزية *(e)* والثوابت وفق ما يلي:

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{876.02}{235.64} = 3.72m$$

$$K = \frac{Nu}{f'_c.b.H} = \frac{235.64 \times 1000}{180 \times 20 \times 500}$$

$$= 0.131$$

$$K\frac{e}{H} = \frac{Nu_2.e}{f'_c.b.H^2} = \frac{235640 \times 372}{180 \times 20 \times (500)^2} = 0.097$$

من مخطط الترابط نجد قيمة:

$$\rho_t m = 0.18$$

وبالتالي نحسب التسليح من المعادلة:

$$As = (\rho_t m) \times b \times H \times \frac{0.85 f'_c}{fy}$$

$$As = (0.18) \times 20 \times 500 \times \frac{0.85 \times 180}{2800} = 98 cm^2$$

نوزّع هذا التسليح على طرفي الجدار بما يساوي: $98 \div 2 = 49\ cm^2$

. يتم توزيع التسليح $49\ cm^2$ في طرف الجدار لمسافة قدرها $40\ cm = 2X20$ والمساحة الجاهزة لهذا التسليح هي بعرض 20 وبطول 40 وتكون نسبة التسليح مساوية إلى:

$$\rho = \frac{49}{20 \times 40} = 6.125\%$$

وهذه نسبة كبيرة تفوق النسبة المسموحة المساوية إلى 2.5% لهذا يتم تكبير نهايات الجدران بشكل تكون نسبة التسليح أصغر أو تساوي 2.5% .

يوضّح الشكل رقم /٧/ توزيع التسليح، حيث تم اختيار القضبان:

$$20\phi 18 = 50\ cm^2$$

بالنسبة لتسليح الجدار الأفقي والشاقولي فيتم الاعتماد على قواعد تعليمات الكود العربي السوري الخاصة بالجدران البيتونية المسلحة الخاضعة إلى قوى ضاغطة محورية.

نحسب القوة العظمى الضاغطة الحدية التي يتحملها الجدار من العلاقة (١-٩) في الكود العربي السوري (بإهمال التسليح بشكل أولي):

$$Nu = 0.8 \times \Omega (0.85 f'_c A'_c + f_y A_s)$$
$$Nu = 0.8 \times 0.7 (0.85 \times 180 \times 20 \times 500)$$
$$= 856800\ Kg$$
$$= 856.8\ t$$

القوة المحورية المؤثرة على الجدار رقم /٧/ في مستوى سقف الأقبية بالنسبة لحالة التحميل U_1 تساوي إلى:

$$N_{u1} = 294.55\ t$$

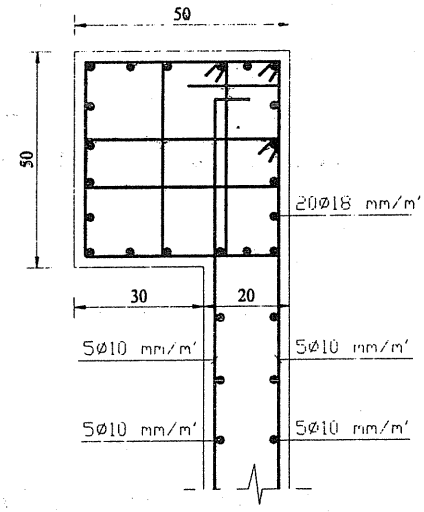
يلاحظ أن القوة التي يتعرّض لها الجدار (294.55) أقل من نصف الحمولة القصوى التي يمكن أن يتحملها الجدار $(856.8 \div 2 = 428.4\ t)$ لهذا فنسبة التسليح في الاتجاهين الشاقولي والأفقي هي $(2.5/1000)$ في الاتجاهين، نختار التسليح بشريحة طولها متر واحد فنجد:

$$As = 2.5/1000 \times 100 \times 20 = 5\ cm^2$$

نختار للتسليح الشاقولي شبكتين من التسليح بمقدار $5\phi 10\ \ mm/m$ لكل شبكة تبعاً إلى تعليمات الاشتراطات الزلزالية، الجزء الأول، والتي تحدد القطر الأصغري لقضبان التسليح الشاقولية في الجدران القصّية بما لا يقل عن $10\ mm$ وهذا يعطي مساحة مقدارها $7.8\ cm^2 = 2 \times (5\phi 10\ mm/m)$. أما بالنسبة للتسليح الأفقي فإنه يتم اختيار تسليح مماثل للتسليح الشاقولي، لأنه - وكما سوف نجد في

* تم تعويض fy بـ $2800\ kg/cm^2$ في هذه المعادلة لأن المنحنيات البيانية الموضحة في الشكل (١٣) هي خاصة بقيمة $fy = 2800$ ولا يوجد منحنيات خاصة بـ $fy = 3000\ kg/cm^2$.

الفقرات التالية – فإن هذا التسليح الأفقي له دور آخر لمقاومة قوى القص في الجدار عند تعرّضه للهزات الأرضية، حيث يكون الجدار خاضعاً إلى قوة قص أفقية *(V)* والتسليح المناسب لهذا الجهد هو قضبان تسليح أفقية تعمل بشكل أساور أي أن قضبان التسليح الأفقية في الجدار لها دور مزدوج فهي تمثّل قضبان تسليح أفقية عادية في الجدران البيتونية المسلحة من جهة، وتمثل أيضاً من جهة ثانية قضبان تسليح لمقاومة قوى القص أي أنها تعمل بشكل أساور، لهذا نختار شبكة مزدوجة من التسليح الأفقي مقدار كل منها هو $5\phi 10\ mm/m$.



الشكل (٧) توزيع التسليح في الجدار لقصي رقم /٧/

من المهم الإشارة إلى أنه من الممكن الاعتماد على القسمين الطرفيين من الجدار القصي بالأبعاد *(50 X 50)* والحاوية على *(20ϕ18)* من كل طرف في تحمل أوزان السقوف المتتالية والناتجة على سبيل المثال من تطبيق حمولات قد تكون مركزة وناتجة عن احتمال وجود جسور مستندة على هذه الأماكن، أي أن هذين المقطعين مع التسليح الموجود في نهايتي الجدار يمكن أن تتحمل القوى الشاقولية الضاغطة الناتجة عن حالة التحميل رقم *(U_1)* عند استثمار البناء الدائم تحت تأثير الحمولات الحية والميتة العادية.

تحقيق القص:

يتم تحقيق القص في الجدار رقم /٧/ اعتماداً على قيمة القصّ المحسوبة من حالة التحميل U_2 حيث نجد:

$$V_{u2} = 68.26\ t$$

إن هذه القيمة الأخيرة هي القيمة الحرجة والتي يكون موقعها كما هو معروف على مسافة (د/٢) من وجه استناد الجدار القصي.

يحسب مقدار إجهاد القص الأعظم من المعادلة:

$$\tau_u = \frac{V_{u2}}{0.85.b.d}$$

بالتعويض عن d بما يساوي إلى *(0.8 X 475)* وفق ما ورد في الكود العربي السوري (الفقرة ٩-٢-١٠-٧).

$$\tau_u = \frac{68260}{0.85\times 20\times(0.8\times 475)} = 10.57 kg/cm^2$$

نحسب إجهاد القص المسموح من معادلة τ_{uc} فنجد:

$$\tau_{uc} = 0.5\sqrt{f'_c} = 0.5\sqrt{180} = 6.7kg/cm^2$$

يلاحظ أن قيمة τ_u أكبر من قيمة τ_{uc} والجدار يحتاج إلى تسليح من الأساور المقاومة لإجهادات القص. الأساور في هذه الحالة تكون قضبان تسليح أفقية حيث يمكن الاعتماد على القضبان الأفقية التي تم تحديدها في دراسة الجدار في الفقرات السابقة والمساوية إلى $(5\phi 10.m)$، أي ذراعين قطر $(10mm)$ وتباعد قدره $(20\ cm)$ نحسب التسليح اللازم لمقاومة القص من المعادلة المعروفة وفق ما يلي:

$$t = \frac{As.f_y}{b.\tau_u}$$

$$= \frac{(2\times 0.78)\times 3000}{20\times 10.57} = 22.6cm$$

والتباعد المتوفّر للقضبان الأفقية هو $(20\ cm)$ وهذا يحقق متطلبات تسليح القص. من المفيد الإشارة إلى أنه يمكن جعل القضبان الأفقية في الطوابق العلوية أقل وزيادة تباعد هذه القضبان إلى $(25)cm$ أو اختيار قضبان أفقية بقطر $8mm$ عوضاً عن $10mm$ على أن يتم التحقق من اشتراطات الكود الخاصة بالقضبان الأفقية في الجدران البيتونية المسلحة.

١٠-٢- دراسة تسليح الجدار رقم /٢/ من المثال المدروس سابقاً:

من جدول حساب الجهود الخاصة بالجدران القصية ووفقاً لحالة التحميل U_2 نجد المعطيات التالية:

$N_{u2} = 207.32\ t$

$M_{u2} = 237.36\ t.m$

$B = 20\ cm$

$H = 300\ cm$

يتم التصميم باستعمال منحنيات الترابط وفق ما يلي:

$$e = \frac{237.36}{207.32} = 1.15m$$

$$K = \frac{207.32\times 1000}{180\times 20\times 300} = 0.19$$

$$K\frac{e}{H} = \frac{207.32\times 1000\times 115}{180\times 20\times (300)^2} = 0.074$$

من منحنيات الترابط نجد القيمة التالية لـ $\rho_t.m$:

$$\rho_t.m = 0.04$$

والتسليح الكلي:

$$A_s = (0.04)\times 20\times 300\times \frac{0.85\times 180}{2800} = 13.2cm^2$$

يلاحظ أن مساحة التسليح اللازمة لكل طرف والمساوية إلى $13.2 \div 2 = 6.6\ cm^2$ هي مساحة صغيرة ولهذا يجب أن يتم تحقيق التسليح الأصغري وفق تعليمات الكود العربي السوري.

إن نسبة التسليح المشدود الأصغرية في العناصر الخاضعة إلى الانعطاف البسيط أو الانعطاف المركب مع لا مركزية كبيرة هي $(9/f_y)$، وهذا يعني أن مساحة التسليح المشدود الأصغرية لكل طرف تساوي إلى:

$$(As)\min = (\frac{9}{3000}) \times 20 \times 300 = 18cm^2$$

وهذا التسليح يجب أن يوضع في طرفي الجدار بشكل متساوي. أي أن مساحة التسليح اللازمة في كل طرف من الجدار القصبي هي $18\ cm^2$ وذلك لاحتمال حصول الشد من كلا طرفي الجدار تبعاً لاتجاه القوى الزلزالية. من جهة ثانية فإن الكود العربي السوري يتطلب أن لا يقل التسليح الأصغري عن جداء 1.33 بالمساحة اللازمة حسابياً وهذا يعني:

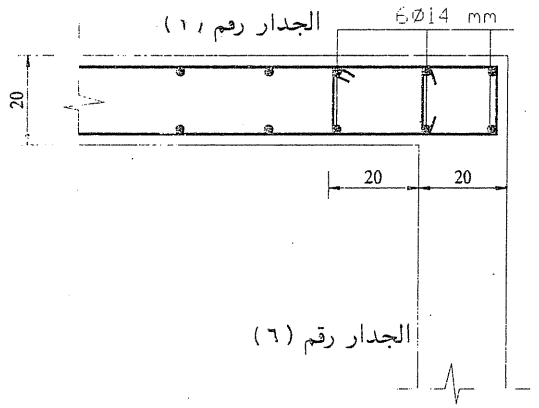
$$(As)\ min = 1.33 \times 13.2$$
$$17.6\ cm^2$$

يلاحظ أن المساحة الأصغرية الكلية الحاكمة هي $As = 17.6\ cm^2$.

يتم اعتماد نصف هذه المساحة في كل جهة من نهايتي الجدار بما يساوي إلى $8.8\ cm^2$، نختار لهذه المساحة $6\phi14$ حيث توضع هذه القضبان في مساحة مقدارها $20 \times 40\ cm^2$ وفق ما يوضحه الشكل رقم /٨/. يجب التحقق من أن نسبة التسليح في هذه المساحة أقل أو تساوي إلى $2.5/100$ وبالتالي نجد:

$$\rho = \frac{6 \times 1.5}{20 \times 40} = 1.1\% < 2.5\%$$

وهذا محقق



الشكل رقم (٨) تفاصيل التسليح في الجدار رقم /٢/

يتم تحقيق إجهادات القص بشكل مماثل للتحقيق الوارد في الجدار رقم /٧/:

قوة القص الحدية: $V_{u2} = 18.5\ t$

إجهاد القص:

$$\tau u = \frac{18500}{0.85 \times 20 \times (0.8 \times 280)}$$

$$\tau u = 4,85.kg / cm^2$$

إجهاد القص المسموح

$$\tau cu = 0.5\sqrt{180} = 6.7kg/cm^2 > \tau u$$

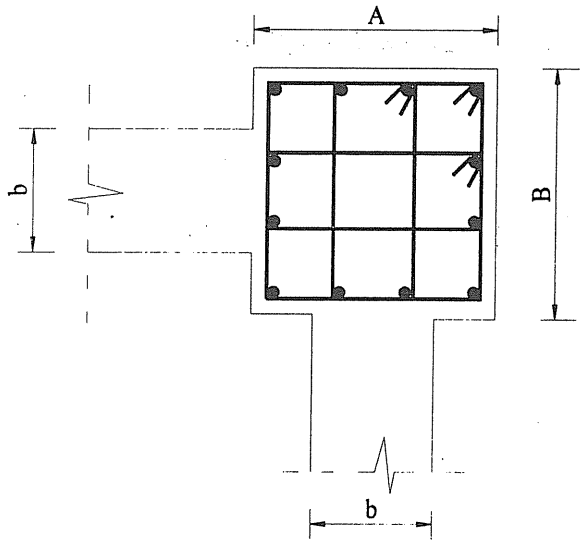
المقطع محقق لإجهادات القص. نظرياً لا حاجة إلى تسليح القص ولكن من الطبيعي إضافة قضبان تسليح أفقية وفق اشتراطات التسليح الخاصة بالجدران القصية وتعليمات الكود العربي السوري بالنسبة للجدران الحاملة البيتونية المسلّحة.

ملاحظات:

١- من المهم التأكيد على ضرورة استمرار قضبان تسليح الجدار الأفقية إلى نهاية الجدار في الاتجاهين لتأمين الترابط الكامل بين تسليح الجدار وقضبان التسليح الشاقولية.

٢- في بعض الحالات التي لا تكون المساحة $(b \times 2b)$ كافية لوضع قضبان التسليح، الأمر الذي يؤدي إلى أن نسبة التسليح تصبح أكبر من 2.5%. في هذه الحالة يمكن زيادة مساحة البيتون في نهايتي هذا الجدار وفق التفاصيل الموضحة في الشكل /٩/:

٣- يمكن في بعض الأحيان استعمال ترتيب إنشائي مناسب في حالة الجدران القصية الطويلة، حيث يمكن وضع القضبان في الجدران القصية وفي الجدران المتعامدة، كما ورد في بعض المراجع الخاصة بالهندسة الزلزالية.



الشكل رقم (٩) تفاصيل تسليح الجدران القصية في زوايا تقاطع الجدران

قد تكون هذه الجدران المتعامدة هي، بحد ذاتها، جدران قصية أو أن تكون جدران بيتونية مسلحة. في هذه الحالة يمكن وضع حديد التسليح اللازم حسابياً للجدران القصية في الجدران المتعامدة عليها.

يوضح الشكل رقم (١٠) جداراً قصياً AB متعامداً مع جدارين من البيتون المسلح، من الممكن توزيع قضبان التسليح اللازمة في نهاية الجدار القصي مع الجدارين المتعامدين CD و EF ، ولهذه الغاية يجب تحديد

المسافات a و b التي يمكن وضع هذه القضبان في الجدران المتعامدة، يوجد عدد من النصائح والتعليمات التي توضح مقدار هذه المسافات والتي نجدها في بعض المراجع الخاصة بالدراسات الزلزالية.

من الممكن الاعتماد على القيم الواردة في الشكل والتي تحدد قيم a و b تبعاً إلى طول الجدار القصي L حيث نجد:

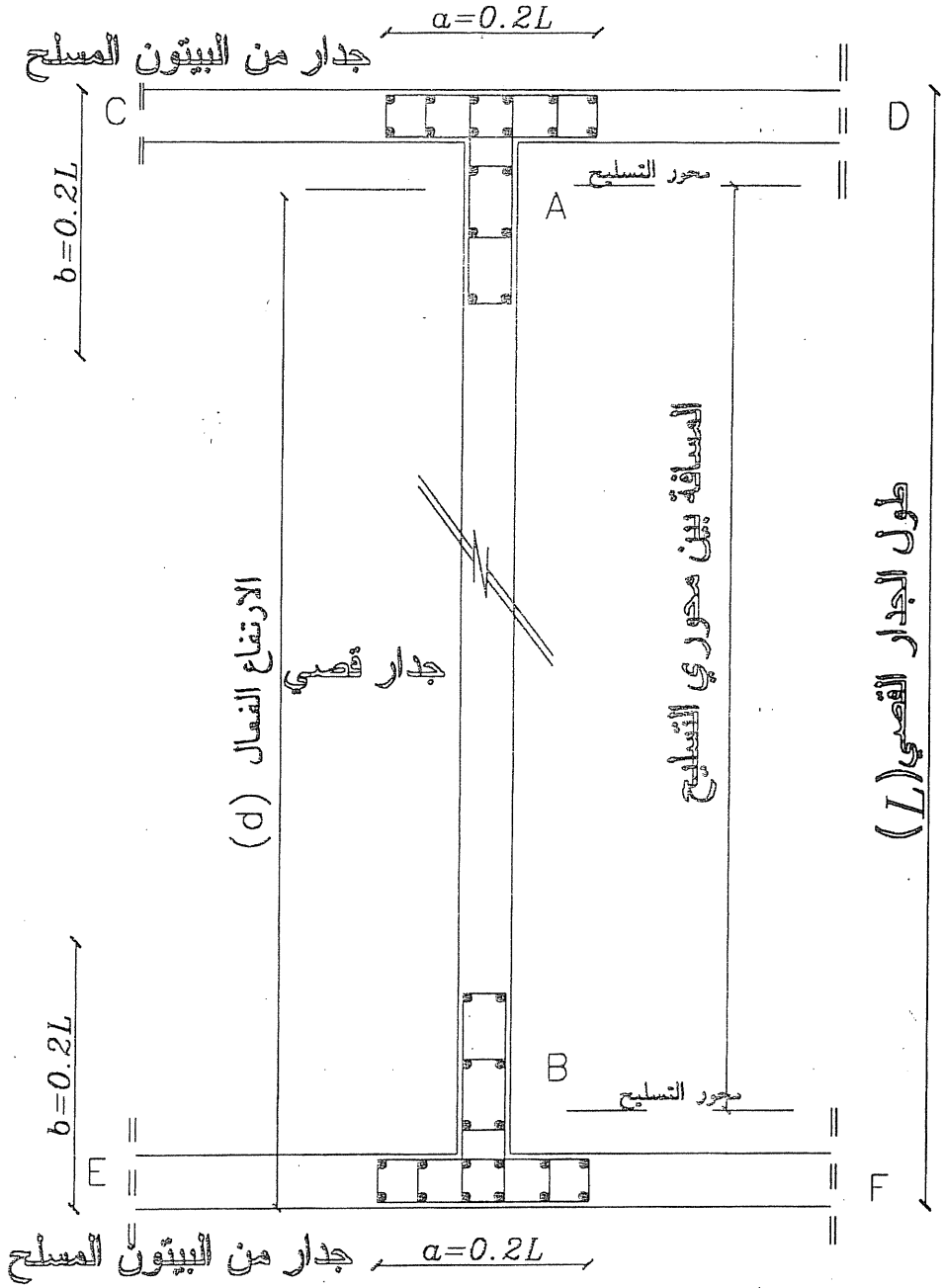
$$a _ 0.2\,L$$
$$b _ 0.2\,L$$

في الحالة التي يكون فيها الجدار المتعامد مع الجدار القصي غير مستمر من الطرفين، كما هي الحال في جدران بيت الدرج أو جدران المصاعد، فمن الممكن توزيع تسليح الجدران القصية على مسافات من الجدران البيتونية المسلحة المتعامدة وفق ما يوضحه الشكل رقم (١١) . إن المسافة c التي يمكن الاعتماد عليها في وضع قضبان التسليح تساوي إلى:

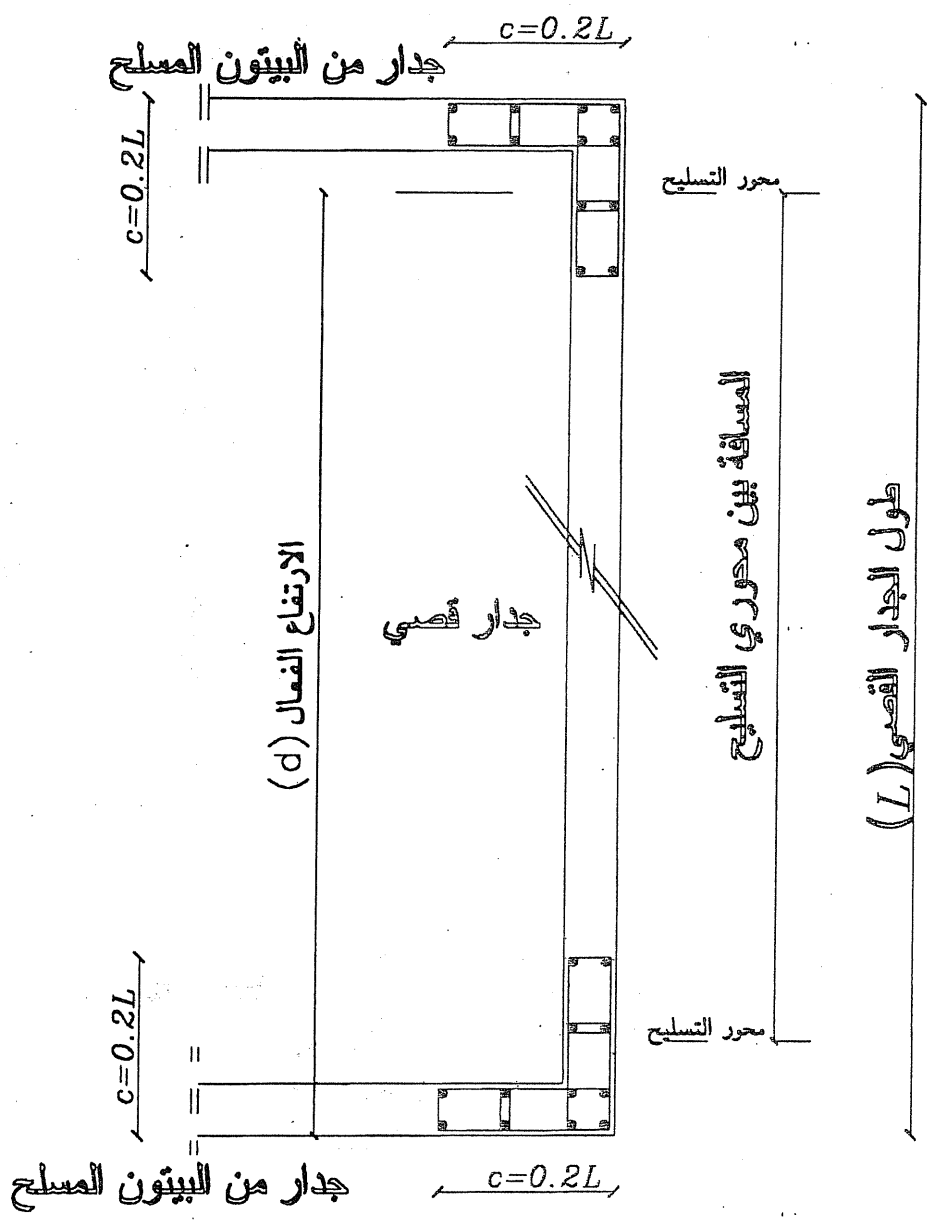
$$c _ 0.2\,L$$

أخيراً نجد في بعض المراجع الأجنبية أنه من الممكن الاعتماد على الجدار القصي فقط في توزيع قضبان التسليح في النهايتين الطرفيتين بالمسافات $(0.2\,L)$ من كل طرف وفق ما يوضحه الشكل رقم (١٢)، حيث يمكن استعمال هذه التعليمات في حال عدم كفاية المقطع $(b \times 2b)$ لتحقيق نسب التسليح الأعظمية المسموحة.

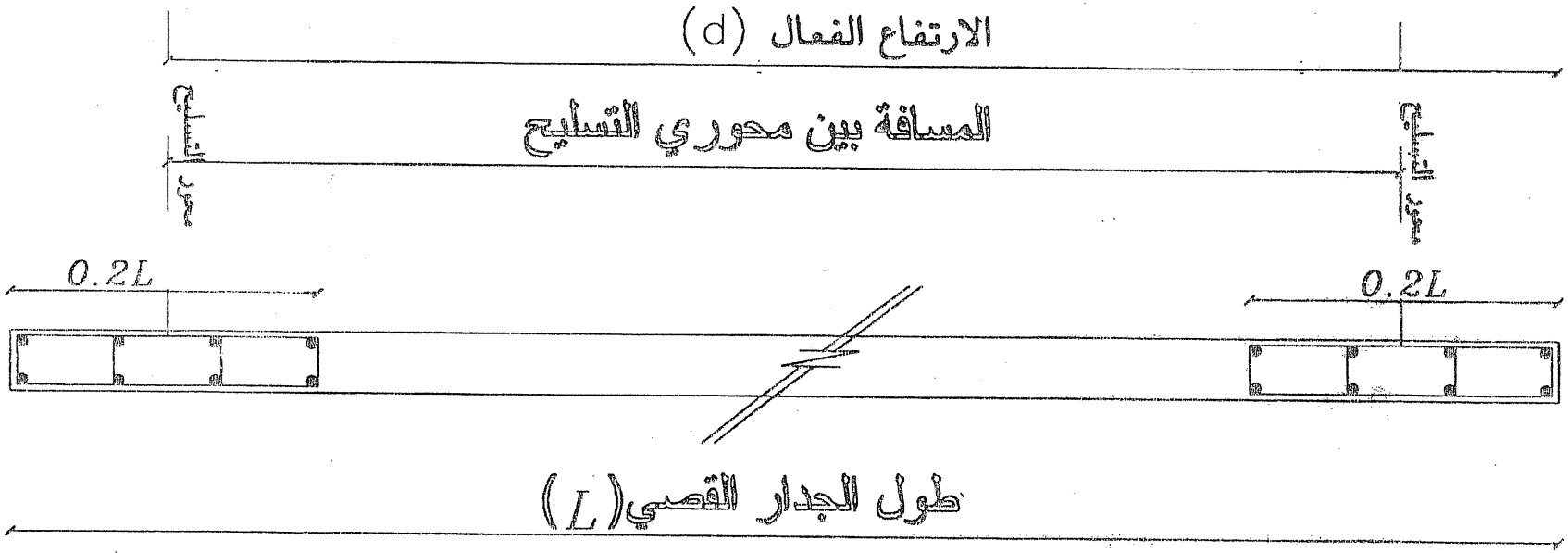
يجب الانتباه إلى ضرورة اعتبار الارتفاع الفعال (d) الموضحة في الشكل عند حساب مقاطع التسليح اللازمة تحت تأثير $(Mu + Nu)$.


جدار من البيتون المسلح
a=0.2L
C
D
محور التسليح
A
b=0.2L
المسافة بين محوري التسليح
طول الجدار القصي (L)
الارتفاع الفعال (d)
جدار قصي
B
محور التسليح
b=0.2L
E
F
جدار من البيتون المسلح
a=0.2L

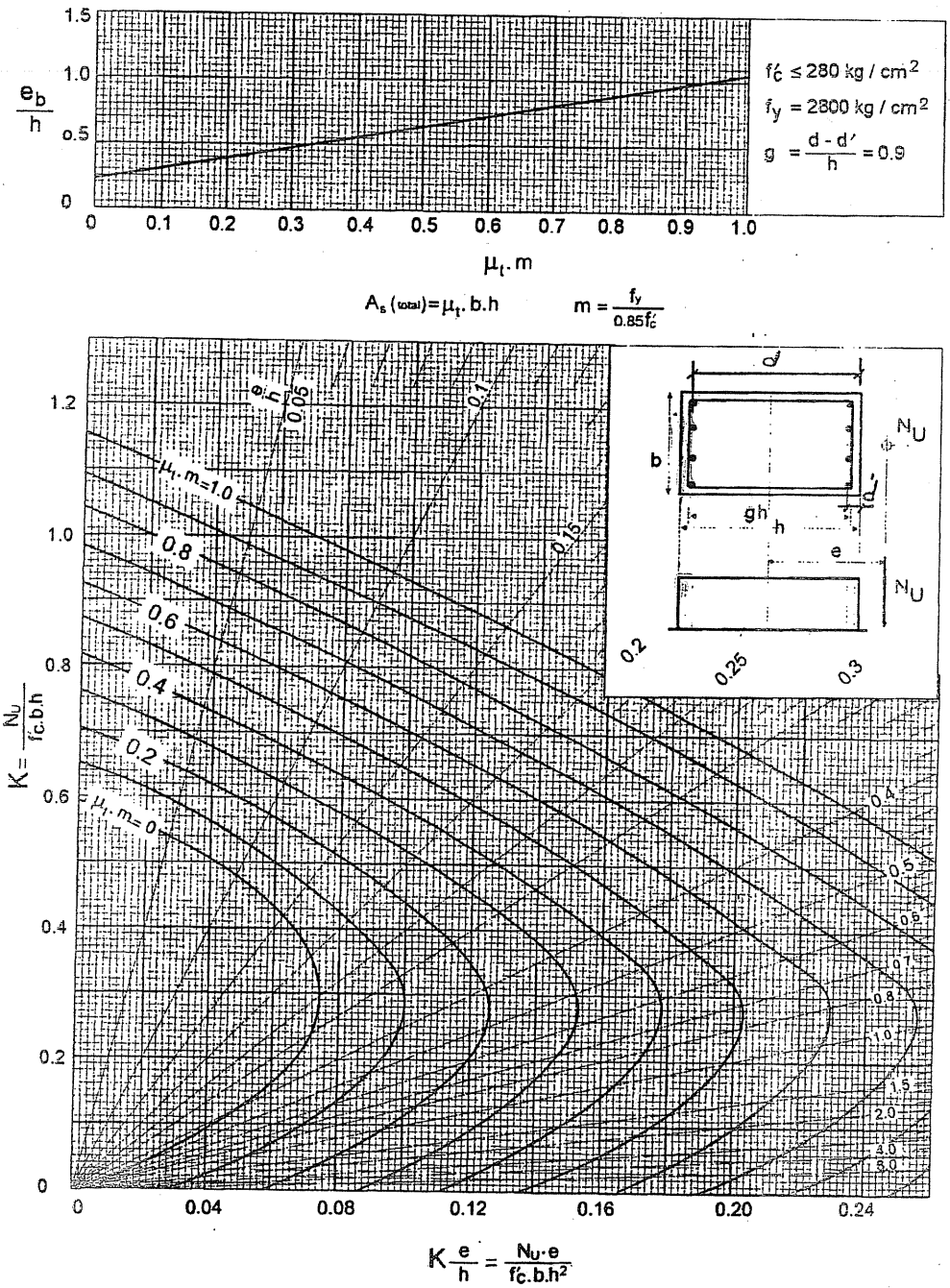
الشكل رقم(١٠)


جدار من البيتون المسلح
c=0.2L
c=0.2L
محور التسليح
المسافة بين محوري التسليح
طول الجدار القصي (L)
الارتفاع الفعال (d)
جدار قصي
محور التسليح
c=0.2L
c=0.2L
جدار من البيتون المسلح

الشكل رقم(١١)


الارتفاع الفعال (d)
المسافة بين محوري التسليح
محور التسليح
محور التسليح
0.2L
0.2L
طول الجدار القصي (L)

الشكل رقم (١٢)



from: Ultimate Strength Design Handbook
(a.c.i . Special Publication No. 17A)

الشكل (١٣)

منحنيات الترابط في المقاطع الخاضعة إلى قوة ضغط وعزم إنعطاف

أساسات الجدران القصية

١- مقدمة

تعتمد في تصميم وتحقيق الأساسات للمنشآت على الهزات الأرضية كافة التعليمات والاشتراطات الواردة في الكود العربي لعام ١٩٩٥ وملحقاته من اشتراطات واحتياطات مطلوبة في تصميم المباني المُقاوِمة للزلازل، الجزء الأول لعام ١٩٩٦ والجزء الثاني لعام ١٩٩٧.

تُعاني أساسات الجدران القصية، إضافةً للحمولات الشاقولية، من عزوم انعطاف تنتج من الدفع الأفقي أو من لامركزيات ناتجة من تطبيق الحمولات الشاقولية وكذلك قوى قاطعة (قاصّة).

تحسب التراكيب الأساسية للأفعال القصوى للأحمال كما وردت في البند (٦-٣-٢-١) من الكود، وتكون كما يلي:

٢- تراكيب الحمال

٢-١- التراكيب الأساسية:

تستعمل التراكيب التالية:

آ- حالة الأحمال الميتة والحية:

$$U = 1.5\,G + 1.8\,P \qquad (1)$$

ب- حالة الأحمال الميتة والحية وأحمال الزلازل:

$$U = 0.8\,[1.5\,G + 1.8\,(1.1)S] \qquad (2)$$

حيث:

G: الأحمال الميتة.

P: الأحمال الحية.

S: قيمة الأفعال الناتجة عن الزلازل.

U: مجموع قيم الأفعال وفق العلاقات السابقة، ويمكن أن تمثل U عزوم الانحناء (الانعطاف) Mu أو عزوم الفتل Mtu أو القوى المحورية Nu أو القوى القاصّة Vu.

ملاحظة (١):

عند حساب الإجهادات المطبقة على تربة التأسيس في حالة الزلازل تُستعمَل العلاقة رقم (2) أعلاه بدون العامل (0.8)

ملاحظة (٢):

يكون التركيب الأساسي رقم (٢) هو الحاكم عادةً نسبة للتركيب الأساسي رقم (١) لوجود أثر الزلازل فيه.

ملاحظة(٣):
عادةً يتم التغلب على القوة القاصّة بين الأساس والتربة بالاحتكاك بينهما ويمكن الاستعانة بوسائل أخرى كتملئة الفراغات بين الأساس وجدران الحفرية بالخرسانة المغموسة.

٢-٢- التراكيب الثانوية:

يتم استعمال التركيب الثانوي:

$$U = 0.9\,G + 1.4\,(1.1)\,S \qquad (3)$$

وذلك عند التحقق من العناصر الإنشائية المنفردة فقط، وفي حالة المنشآت المحتمل أن تتعرض للانقلاب، أما في حالة المنشآت التي لا يمكن أن تتعرض للانقلاب فيكتفى بالتحقق من التركيب الأساسي للأفعال فقط.

٣- تحديد أبعاد الأساسات:

في المراجع الخاصة بحساب الأبنية على الهزات الأرضية والتي تتضمن تصميم وتحقيق الأساسات على الزلازل يتم تحديد أبعاد الأساسات وفق أحد الأسلوبين التاليين:

آ- اعتبار حمولات الاستثمار الميتة والحية (غير المصعدة) بدون أثر الزلازل، ثم مع أثر الزلازل، ويتم تعيين أبعاد الأساس ومن ثم تحقيق إجهاد التربة الذي يجب أن لا يزيد عن تحمل التربة الصافي المسموح $\overline{\sigma}_{soil}$ في حال عدم وجود أثر الزلازل، ويمكن زيادة تحمل التربة المسموح بنسبة (25%) حين أخذ الزلازل بالاعتبار. في كل الحالات، يمكن زيادة هذا التحمل عندما تكون الإجهادات الفعلية على التربة غير منتظمة بتأثير العزم الناتج عن القوى الزلزالية. وتكون نسبة هذه الزيادة مساوية إلى (25%) إذا تحققت النسبة بين الإجهادين σ_{max} أو σ_{min}:

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} > 2$$

يشاهد هذا الأسلوب الخاص بتحديد أبعاد الأساس اعتماداً على حمولات الاستثمار غير المصعدة في المراجع والكتب الأجنبية الخاصة بتصميم الأساسات.

ب- اعتبار الحمولات المصعدة المطبقة على الأساسات في حالة الحدود القصوى وهي الحالة المعتمدة في الكود العربي السوري وذلك بغية تسهيل الحسابات لتصميم العناصر الإنشائية على الزلازل، ولما كانت مقاومة تحمل التربة الواردة في تقارير التربة تعطي أكبر إجهاد مسموح من أحمال الاستثمار غير المصعدة، فقد اعتمدت الاشتراطات الواردة في الجزء الثاني للاشتراطات الزلزالية لعام ١٩٩٧ ما يلي:

إذا اعتمدت قيمة وسطية لعوامل تصعيد أحمال الاستثمار (الحية والميتة) تساوي 1.55، يكون الإجهاد المسموح به في التربة تحت تأثير أحمال الزلازل مساوياً:

$$1.25\,\overline{\sigma}_{soil} \times 1.55 \approx 2\,\overline{\sigma}_{soil}$$

تطبَّق هذه القيمة إذا كان التوزع الخطي للإجهاد المطبق تحت الأساس بشكل قريب من المنتظم ويحقق ما يلي: $\frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 2$

وإذا كان التوزع الخطي للإجهاد المطبَّق تحت الأساس يبتعد عن الانتظام ويحقق الاشتراط التالي: $\frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 2$

ففي هذه الحالة يمكن زيادة الإجهاد المسموح به في التربة بنسبة جديدة مقدارها (25%) ليصبح:

$$1.25\,\bar{\sigma}_{soil} \times 1.55 \times 1.25 = 2.4\,\bar{\sigma}_{soil}$$

يجب الإشارة إلى اعتماد حمولات التراكيب الأساسية المصعَّدة الميتة والحية إضافةً لأحمال الزلازل المصعدة من أجل تحقيق إجهادات التربة دون اعتبار عامل التخفيض (0.8) الوارد في العلاقة (2) أي تعتمد:

$$U = 1.5\,G + 1.8\,P + 1.98\,S \qquad (4)$$

٤- دراسة أبعاد الأساسات اعتماداً على طريقة الحمولات المصعدة (طريقة ٣-ب)

إذا اعتبرنا أن الحمولات المطبقة على أساس الجدار القصي هي:

Nu: مجموع الحمولات الشاقولية المصعدة.

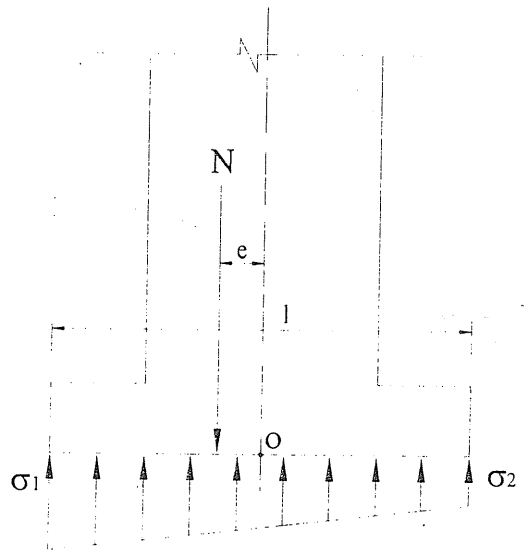
Mu: عزم الانعطاف المصعد في المستوي الشاقولي الأوسط للجدار.

N: مجموع الحمولات الشاقولية غير المصعدة.

M: عزم الانعطاف غير المصعد في المستوى الشاقولي الأوسط للجدار.

وبالتالي تكون اللامركزية e_u الناتجة عن الحمولات المصعدة مساوية إلى:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$



الشكل رقم (١)

أولاً- أساسات الجدران القصية المليئة:

آ- توزيع رد فعل التربة بشكل شبه منحرف:

١) في حال: $\frac{\sigma_{u1}}{\sigma_{u2}} < 2$

يجب أن يتحقق $\sigma_{u1} < 2\bar{\sigma}_s$

٢) في حال: $\frac{\sigma_{u1}}{\sigma_{u2}} > 2$

يجب أن يتحقق $\sigma_{u1} < 2.4\bar{\sigma}_s$

على اعتبار أنه في حالة الأساس المستطيل يكون:

$$\sigma_{u1} = \frac{Nu}{A}(1+\frac{6e_u}{\ell}) \qquad , \qquad \sigma_{u2} = \frac{Nu}{A}(1-\frac{6e_u}{\ell})$$

حيث A: مساحة الأساس.

ب- توزيع رد فعل التربة بشكل مثلثي:

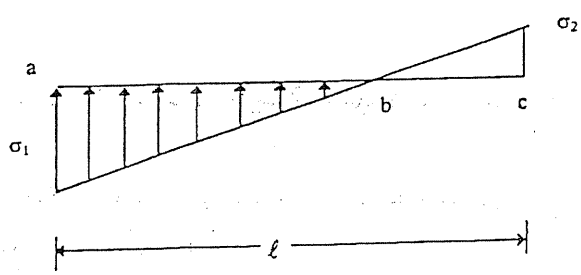
أي: $e_u = \frac{\ell}{6}$

ويجب أن يتحقق ما يلي:

$\sigma_{u2} \geq 0$ - عدم حصول شد في سطح استناد الأساس على التربة.

و $\sigma_{u1} = \frac{2Nu}{A} \leq 2.4\bar{\sigma}_s$

وفي حالة $e_u > \ell/6$ أي أن (Nu) صغيرة نسبة لـ (Mu) وبالتالي فإن مخطط رد فعل التربة النظري يأخذ الشكل التالي:



الشكل رقم (٢)

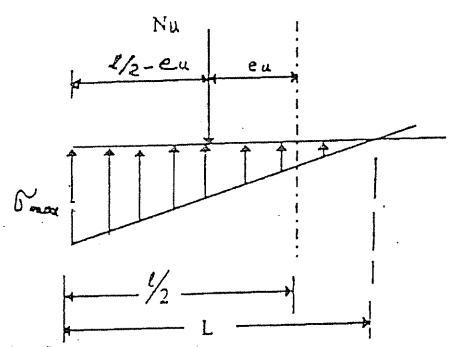
إن الجزء (bc) من الأساس غير مفيد لأن الإجهادات على التربة فيه شادة، وبالتالي يمكن إعادة توزيع الإجهادات لتكون بشكل مثلثي، الطول المفيد (L) في هذه الحالة يساوي:

$$L = 3(\frac{\ell}{2} - e_u)$$

وبالتالي يكون:

$$\sigma_{max} = \frac{2Nu}{3b(\frac{\ell}{2} - e_u)} = \frac{4Nu}{3b(\ell - 2e_u)}$$

حيث: b عرض الأساس.

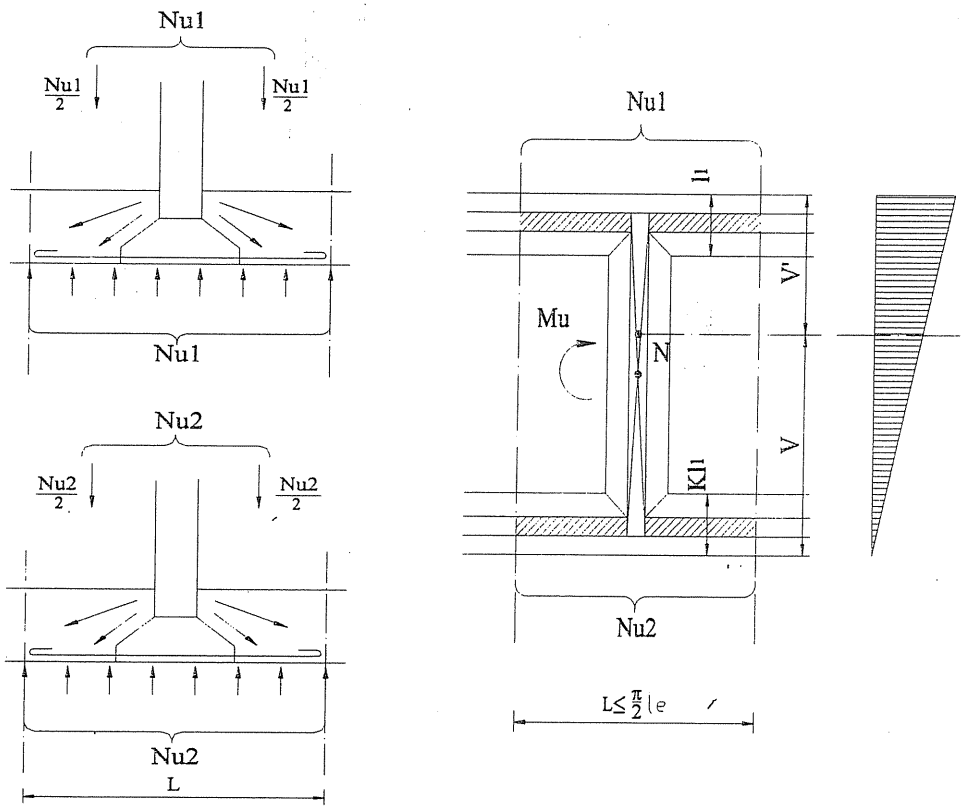


الشكل رقم (٣)

وعادة ما تكون اللامركزيات e_u في الجدران القصية كبيرة بحيث يتعذر تصميم أساس مستقل لها، بسبب قيم عزوم الانعطاف الكبيرة المتأتية من الدفع الأفقي الكبير. الأمر الذي يستدعي مشاركة عناصر أخرى حاملة من جدران أو أعمدة ودراسة أساسات مشتركة بين هذه الجدران الحاملة أو الأعمدة مع الجدران القصية. فمثلاً يمكن تصميم أساس مشترك للجدار القصي (W) بإضافة أجزاء من جدارين متعامدين معه مثلاً W_1 و W_2 ، فإذا كانت Nu_1 و Nu_2 الحمولات المصعدة من الجدارين W_1 و W_2 من أجل قطاع فيهما طوله (L) تكون:

$$\Sigma Nu = Nu + Nu_1 + Nu_2$$

وإذا اعتبرنا ℓ_1 و $K\ell_1$ عرض أساس الجدارين الحاملين W1 و W2 ، وكان عرض أساس الجدار القصي (W) معروفاً، أمكن بدلالة L و ℓ_1 تعيين كل من عزم عطالة الأساس المشترك (I)، وموقع محوره السليم أي بدلالة V' V ، وكذلك (S) مساحة الأساس المشترك، وبتحديد اللامركزية eu التي تساوي: $eu = \frac{Mu}{\Sigma Nu}$



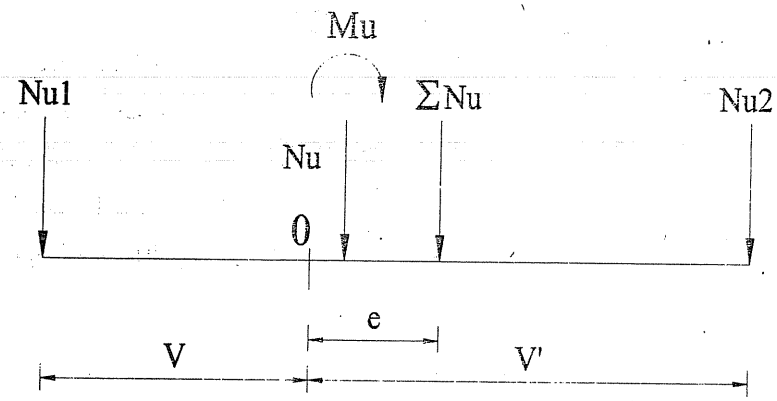
الشكل رقم (٤)

إن الإجهادات يجب أن تحقق المعادلتين:

$$\sigma_{u1} = \frac{\Sigma Nu}{A} + \frac{\Sigma Nue.v'}{I} = 2.4\,\bar{\sigma}_{soil}$$

$$\sigma_{u2} = \frac{\Sigma Nu}{A} - \frac{\Sigma Nue.v}{I} = 0$$

من هاتين المعادلتين، يمكن تحديد كلاً من المتغيرين ℓ_1 و L



الشكل رقم (٥)

حيث O – مركز ثقل الأساس المشترك.

ملاحظات:

١- يجب أن تحقق الأساسات من أجل Mu-.

٢- ليس ضرورياً أن يكون طول الجدار W1 مساوياً لطول الجدار W2.

٣- يمكن حل المسألة بشكل معكوس أي بفرض أطوال الجدران وأبعاد أساساتها ثم تحقيق الإجهادات على التربة.

يجب أن تكون صلابة أساسي الجدارين W1 و W2 المتعامدين مع الجدار القصي (W) كافية حتى يمكن اعتبار أن توزع الإجهادات تحت الأساسات خطية أو منتظمة، وتعتبر الصلابة كافية عندما تكون:

$$L \le \frac{\pi}{2} \ell_e$$

حيث ℓ_e – الطول المرن للأساس الذي عرضه ℓ_1 أو $K\ell_1$ ويساوي:

$$\ell_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{kb}}$$

حيث E: عامل مرونة البيتون المسلح ويمكن أن يؤخذ مساوياً:

$E = 2 \times 10^5$ Kg/cm^2

I- عزم عطالة الأساس.

b- عرض الأساس وهو ℓ_1 أو $K\ell_1$.

k- عامل صلابة تربة الأساس ويمكن أن تؤخذ كما يلي:

$k = 0.5$ Kg/cm^3 للترب الضعيفة السيئة

$k = 4$ Kg/cm^3 للترب المتوسطة والتي تحملها المسموح بحدود 2 Kg/cm^2.

$k = 12$ Kg/cm^3 للترب الجدية القوية.

وفي حال عدم تحقق المتراجحة : $L < \pi/2\ \ell_e$ ، فيجب العودة إلى دراسة الأساس المرن باعتباره يستند على ترب مرنة.

ثانياً- أساسات الجدران القصية الحاوية على فتحات:

أ- أساس مشترك رابط لقسمي الجدار على طرفي الفتحات:

يتوجب أول الأمر حساب الطول المرن للأساس المشترك: $\ell_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{kb}}$

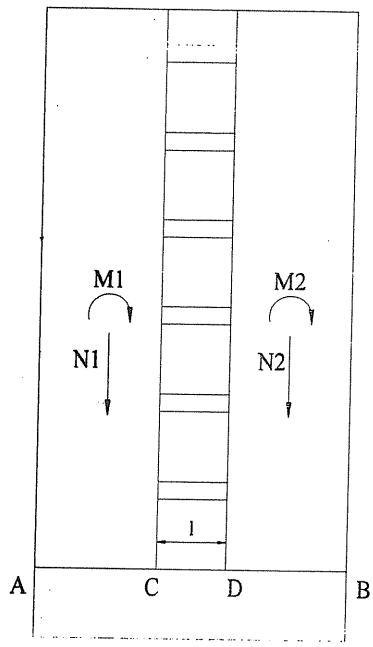
١- يجب تحقيق الأساس المشترك أولاً على الحمولات الشاقولية غير المصعدة بفرض عدم تأثير أية قوة أفقية أو أي عزمٍ ناجمٍ عنها، انظر الشكل رقم (٦):

- إذا كان: $\ell \le \frac{\pi}{2}\ell_e$

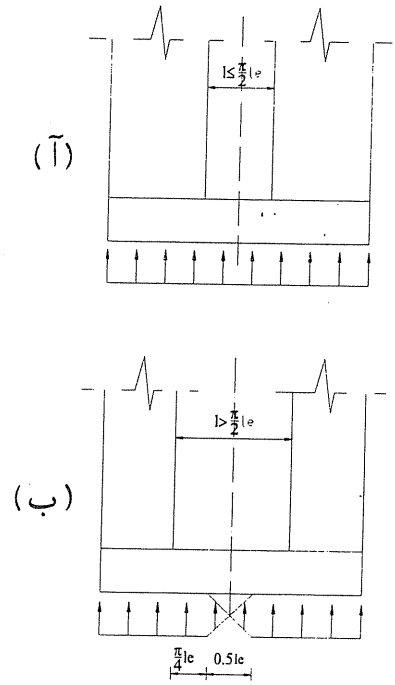
يكون توزّع إجهادات التربة تحت الأساس خطياً، كما هو موضّح في الشكل رقم (٧-آ).

- إذا كان: $\ell > \frac{\pi}{2}\ell_e$

يكون توزيع إجهادات التربة تحت الأساس كما هو موضّح في الشكل رقم (٧-ب).



الشكل رقم (٦)



الشكل رقم (٧)

٢- في الحالة العامة أي بإدخال أثر الزلازل إذا أثّر عزما انعطاف Mu_1 و Mu_2 بعد التصعيد أسفل طرفي الجدار القصي إضافةً لـ Nu_1 و Nu_2 فيمكن اعتبار أن القوتين الشاقوليتين قد انزاحتا بمقدار:

$$\frac{M_{u1}}{N_{u1}} \quad \text{و} \quad \frac{M_{u2}}{N_{u2}}$$

وبالتالي:

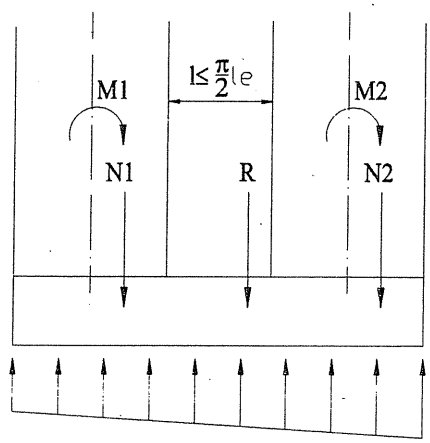
- إذا كان: $\ell \le \frac{\pi}{2}\ell_e$ فيكون توزع إجهادات التربة تحت الأساس خطياً وليس منتظماً على اعتبار أن (R) محصلة Nu_1 و Nu_2 ليست مطبقة في مركز الأساس لوجود العزمين Mu_1 و Mu_2 ، انظر الشكل رقم (٨).

- إذا كان: $\ell > \frac{\pi}{2}\ell_e$ فتضاف إلى المسافتين AC و BD قطعتان CC1 و DD1 تساوي كل منهما:

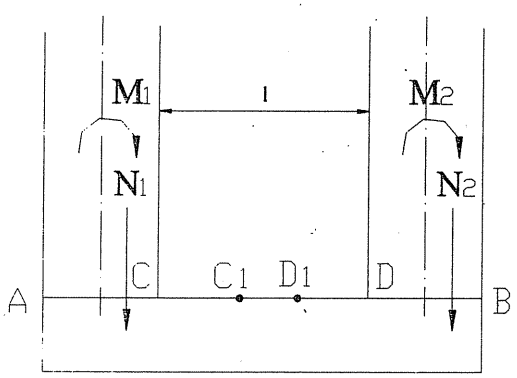
$$CC_1 = DD_1 = \frac{\pi}{4}\ell_e + 0.5\ell_e = 1.285\ell_e$$

وبالتالي فإن إجهادات التربة تحت Nu_1 بعد الإزاحة تطبَّق على المسافة AC_1 وإجهادات التربة تحت Nu_2 بعد الإزاحة تطبَّق على المسافة D_1B ، **انظر الشكلين (٩ و ١٠).**

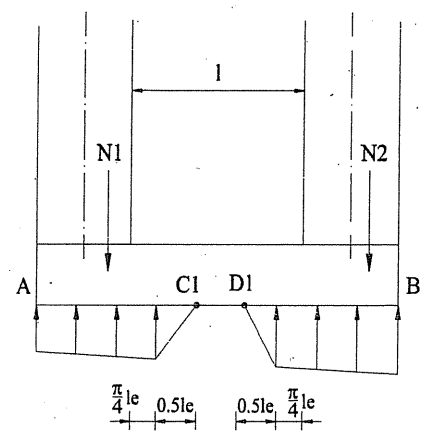
ملاحظة: من المفضَّل دائماً اعتماد $\ell \leq \frac{\pi}{2}\ell_e$ بحيث يكون توزّع إجهادات التربة تحت الأساس المشترك خطياً.



الشكل رقم (٨)



الشكل رقم (٩)



الشكل رقم (١٠)

ب- أساس منعزل تحت كل من قسمي الجدار:

وهو أساس منعزل يتحمل عزم انعطاف إضافةً للقوة الشاقولية والذي يتم تصميمه وفق الأسس المعروفة، وتكون إجهادات التربة المسموحة في حالة الحساب على الهزات الأرضية كما وردت في الفقرة السابقة.

تحسَب الإجهادات الفعلية على التربة في حالة الأفعال القصوى للأحمال وفي حالة حدود الاستثمار، ويجب ألا تتعدى هذه الإجهادات المسموحة لتحمل التربة وفق ما ورد أعلاه.

مثال(١):

يراد تحديد أبعاد الأساس المشترك للجدار القصي (W) مع أجزاء من الجدارين الحاملين W_1 و W_2 وتحقيق الإجهادات على التربة إذا كان عرض أساس الجدار الحامل الأول ℓ_1 = 2.2m والثاني = $K\ell_1$ 1.8m ، الأحمال المطبقة على التربة بما فيها وزن الأساسات هي:

للجدار W_1: $Nu_1 = 9t/m'$ حمولة حدود استثمار.

$Nu_1 = 15t/m'$ حمولة حدود قصوى (مصعدة)

للجدار W_2: $N_2 = 8t/m'$ حمولة حدود استثمار.

$Nu_2 = 12.5t/m'$ حمولة حدود قصوى (مصعدة)

الجدار (W) القصي: $N = 55\ t$ حمولة حدود استثمار

$Mf = 102t.m$ عزم الهزة الأرضية بدون تصعيد

$Nu = 100\ t$ حمولة حدود قصوى (مصعدة)

$Mu = \pm 200\ t.m$ عزم الهزة الأرضية، حدود قصوى (مصعدة)

وبفرض تحمل التربة المسموح: $\bar{\sigma}_s = 7.5t/m^2$

ملاحظة: أبعاد الأساسات المقترحة للجدران موضحة في الشكل (١١)

الحل: بفرض طول الأساس لكل من الجدارين W_1 و W_2 يساوي $L = 3.3\ m$.

آ- تحقيق الإجهادات على التربة في حالة حدود الاستثمار بدون اعتبار الهزة الأرضية:

$$\sum N = N_1 + N_2 + N = 111.1\ t$$

$$= 9 \times 3.3 + 8 \times 3.3 + 55 = 29.7 + 26.4 + 55 = 111.1\ t$$

$$Q_s = 3.3 \times 2.2 \times 6.1 + 3.3 \times 1.8 \times 0.9 + 3.2 \times 2.3\ (1.6 + 1.8) = 74.656\ m^3$$

$$A = 3.3 \times 7.2 - 3.2 \times 2 \times 2 \times 0.5 = 20.56\ m^2$$

$$Y_{o'} = \frac{74.656}{20.56} = 3.63m$$

$$I_{o'} = 3.3\frac{7.\overline{2}^3}{12} + 3.3 \times 7.2 \times (0.03)^2 - [2 \times 0.5 \times \frac{3.\overline{2}^3}{12} + 2 \times 0.5(1.6 - 1.37)^2 \times \ldots] = 99.765m^4$$

$$\sum M = 29.7 \times 2.47 - 26.4 \times 2.73 - 55 \times 0.13 = -5.86\ t.m$$

$$\sigma_1 = \frac{111.1}{20.56} + \frac{-5.86 \times \ldots}{99.765} = 5.4 - 0.21 = 5.19\ \ t/m^2$$

$$\sigma_1 = \frac{111.1}{20.56} + \frac{-5.86 \times 3.57}{99.765} = 5.4 - 0.21 = 5.19\ \ t/m^2$$

ب- تحقيق الإجهادات على التربة في حال الأفعال القصوى مع اعتبار الهزة الأرضية:

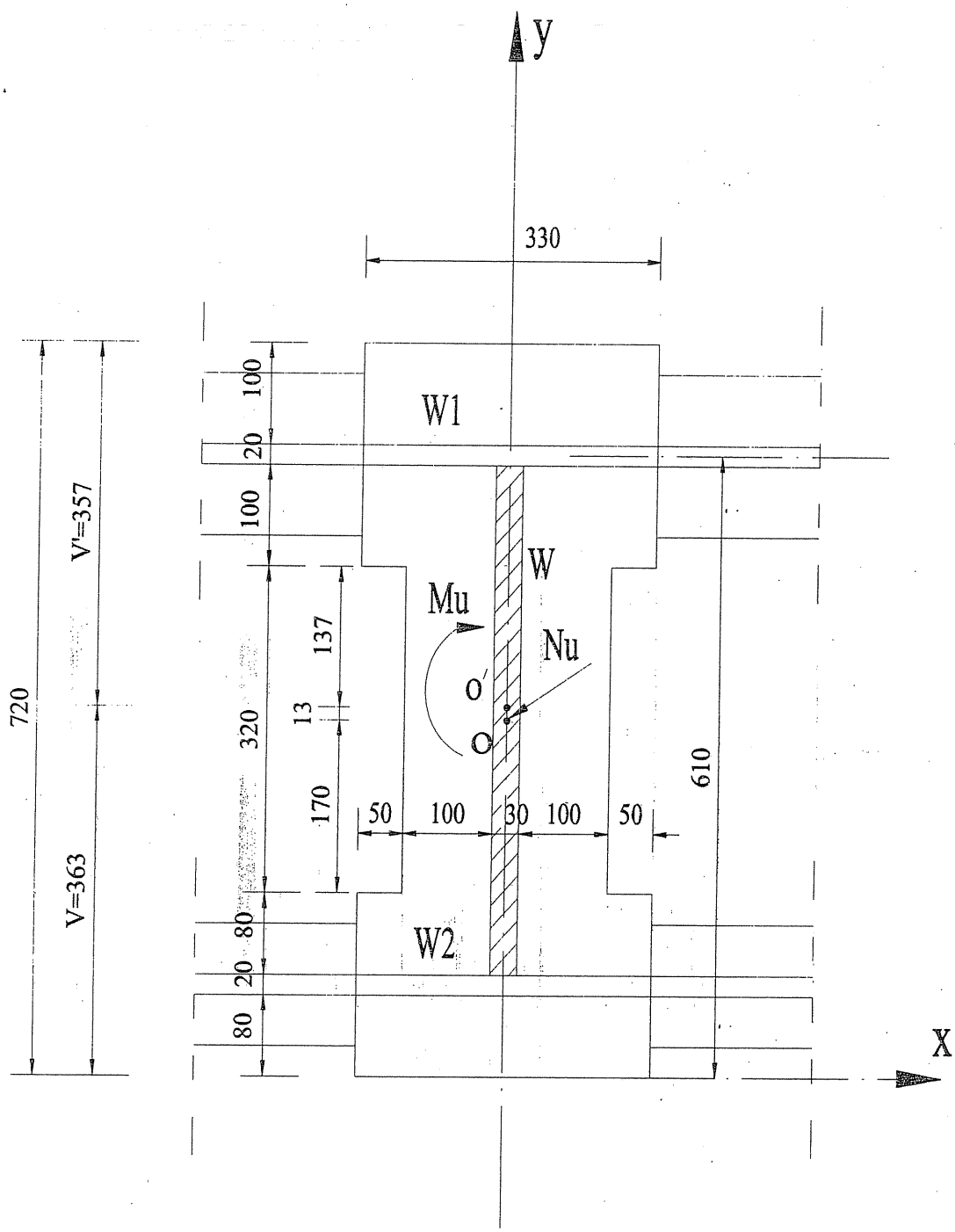
$$\sum Nu = Nu_1 + Nu_2 + Nu$$

$$= 15 \times 3.3 + 12.5 \times 3.3 + 100 = 190.75\ t$$

$$\sum Mu = 495 \times 2.47 - 41.25 \times 2.73 - 100 \times 0.13 \pm 200$$

$$\sum Mu_1 = + 196.655\ tm$$

$$\sum Mu_2 = - 203.345\ tm$$


y
330
100
20
100
W1
W
Mu
Nu
137
13
320
170
o'
o
720
V'=357
V=363
50
100
30
100
50
610
80
20
80
W2
X

الشكل رقم (١١)

1) Mu = + 200 tm

$$\sigma_{u1} = \frac{190.75}{20.56} + \frac{196.655x3.57}{99.765} = 16.32\ t/m^2$$

$$\sigma_{u2} = \frac{190.75}{20.56} - \frac{196.655\times3.63}{99.765} = 2.12\ t/m^2$$

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 7.7 > 2$$

$$\sigma_1 \le 2.4\bar{\sigma}_s$$

16.32 < 2.4 x 7.5 = 18 t/m^2 محققاً

2) Mu = - 200 t.m

$$\sigma_{u1} = \frac{190.75}{20.56} - \frac{203.345x3.57}{99.765} = 2\ t/m^2$$

$$\sigma_{u2} = \frac{190.75}{20.56} + \frac{203.345x3.63}{99.765} = 16.68\ t/m^2$$

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}} = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 8.34 > 2$$

σ_{u2} = 16.68 < 2.4 x 7.5 = 18 t/m^2 محققاً

مثال (٢):

المطلوب تحديد أبعاد الأساس المشترك للجدران القصية W_2 و W_5 W_6 وتحقيق الإجهادات على التربة، أبعاد الجدران موضّحة في الشكل رقم (١٢).

$$\sigma_s = 40\ t/m^2$$

الجدار W_2:

G = 178.02 t
P = 24.41 t N = 202.43 t
Ms = 149.85 t.m
Nu_1 = 310.98 t Mu_2 = 237.36 t.m

الجدار W_5 و W_6:

G = 239.87 t
P = 31.23 t N = 271.1 t
Ms = 503.18 t.m
Nu_1 = 416.04 t Mu_2 =797.04 t.m

تحقيق إجهادات التربة تحت الأساس في حالة الأفعال القصوى U_2 مع اعتبار أثر الزلازل:

نحسب الجهود المطبقة أعلى الأساس المشترك للجدران W_2, W_5 , W_6 دون اعتبار للعامل 0.8 فيكون:

ΣN_u = 310.98 + 2 x 416.03 = 1143.04 t

ΣM_{yu} = 2 x 503.18 x 1.1 x 1.8 = 1992.6 t.m

ΣM_{xu} = 149.85 x 1.1 x 1.8 = 296.7 t.m

تحديد مركز الحمولات المصعدة المطبقة على سطح الأساس:

$\Sigma Mx''$ = 310.98 x 4.9 + 2 x 416.03 x 2.4 = 3520.7 t.m

$$e_y = \frac{3520.7}{1143.04} \approx 3.08m$$

بفرض أبعاد الأساس 7.15 x 4.3 وسماكته 80 cm يكون وزنه الذاتي المصعد مساوياً إلى:

2.5 x 0.8 x 4.3 x 7.15 x 1.5 = 92.235 t

وإذا انطبق مركز سطح الأساس مع مركز الحمولات المصعدة يمكن تحقيق الإجهادات في التربة تحت الأساس على اعتبار:

$A = 4.3 \times 7.15 = 30.745\ m^2$

$I_y = 4.3 \times 7.15^3/12 = 130.6\ m^4$

$I_x = 7.15 \times 4.3^3/12 = 47.37\ m^4$

١- تحقيق الإجهادات تحت الأساس من أجل:

Myu = $\pm$ 1992.6 t.m

Mxu = 0

ΣNu = 1143.04 + 92.235 = 1235.3 t

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1992.6}{1235} = 161 > 7.15/6 = 1.19\ m$$

أي يوجد شدّ وضغط على التربة.

$$\sigma_u = \frac{1235}{30.745} \pm \frac{1992.6 \times 7.15}{2 \times 130.6}$$

ضغط σ_{u1} = + 94.67 t/m^2

شد σ_{u2} = - 14.33 t/m^2

يمكن تعديل مخطط الإجهادات على التربة لوجود إجهاد شاد ويكون:

$$\sigma_{max} = \frac{2N_u}{3b(\ell/2 - e_u)} = \frac{2x1235}{3x4.3(7.15/2 - 1.61)} \approx 97\ t/m^2$$

مقبول مع تسامح بسيط على اعتبار أن تحمل التربة المصعّد المسموح يساوي:

2.4 x 40 = 96 t/m^2

٢- تحقيق الإجهادات تحت الأساس من أجل:

Mxu = 296.7 t.m

Myu = 0

ΣNu = 1235 t

eu = 0.24 m < 4.3/6 = 0.717 m

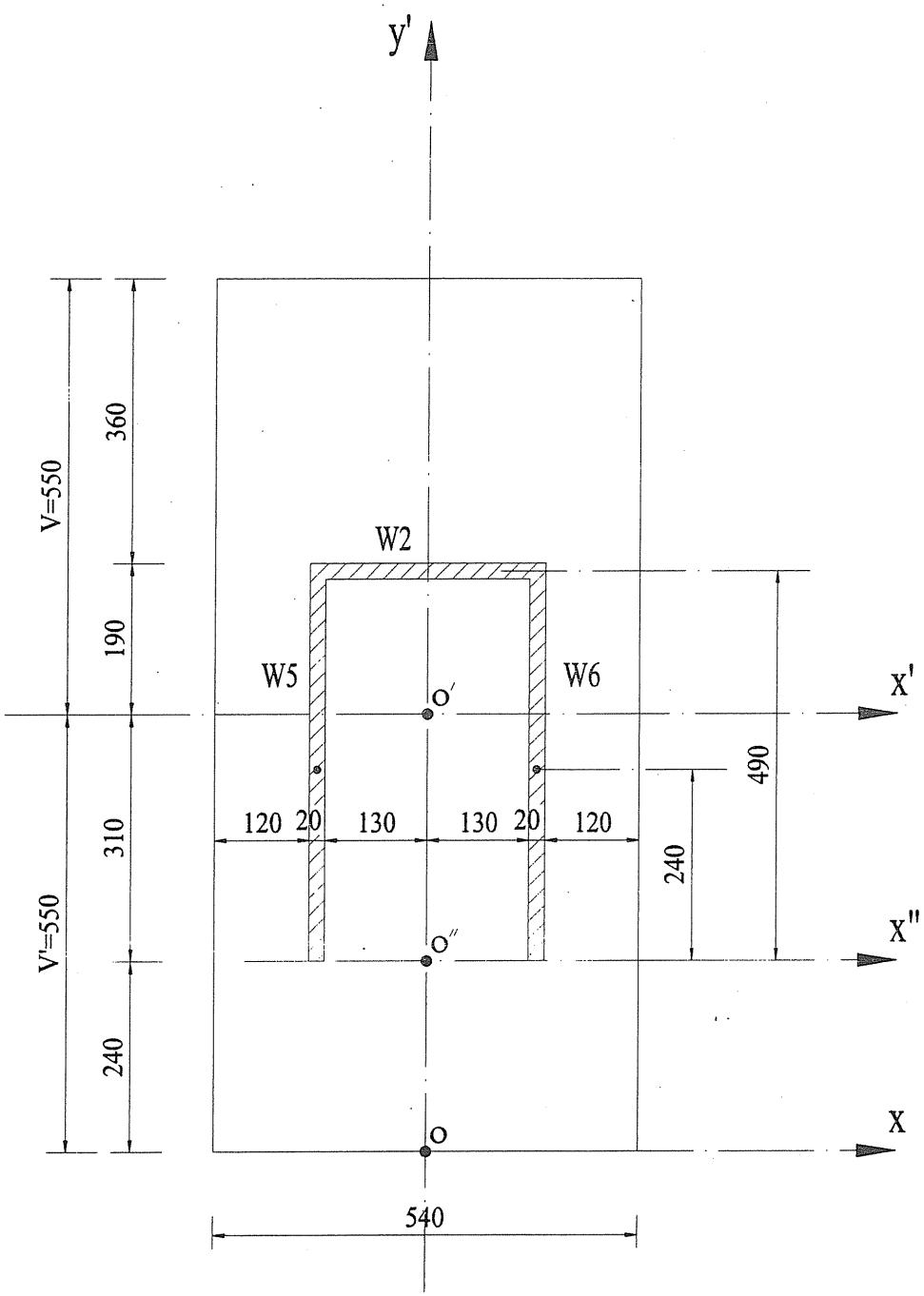
أي أن إجهادات التربة تحت كامل مساحة الأساس ضاغطة ويكون:

$$\sigma_u = \frac{1235}{30.745} \pm \frac{296.7x2.15}{47.37} =$$

σ_{u3} = 53.64 t/m^2 σ_{u4} = 26.7 t/m^2

$$\frac{\sigma_{u3}}{\sigma_{u4}} = \frac{53.64}{26.7} = 2$$

$\sigma_{u3} = 53.64 < 2 \times 40 = 80\ t/m^2$ محقق



الشكل رقم (١٢)

ثالثاً- أساسات مشتركة للجدران القصية مع الجدران الخرسانية المسلّحة:

آ- اشتراطات:

يمكن، وفي حالات محددة، اعتماد أساسات للجدران القصية مندمجة مع أساسات الجدران الخرسانية الأخرى وذلك إذا تحققت الاشتراطات التالية:

١- أن تكون كافة الجدران الموجودة في الطابق السفلي (الذي يعلو الأساسات) الداخلية والمحيطية من الخرسانة المسلحة، بحيث لا تقل سماكة الجدران الداخلية عن /٢٠/ سم والمحيطية عن /٢٥/ سم.

٢- يمكن اعتبار الجدران القصية موثوقة في منسوب سقف الطابق السفلي إذا كان عزم عطالة الجدران الخرسانية المسلحة في هذا ألطابق أكبر من عشرة أضعاف عزم عطالة الجدران القصية المتصلة معها في الطابق الذي يعلوه وفي كل اتجاه.

٣- يحسب عزم عطالة الجدران الخرسانية المسلحة بما فيها الجدران القصية في الطابق السفلي في المقطع الأفقي المار من جميع الفتحات من أبواب ونوافذ.

٤- تعتمد هذه الطريقة في حالة الأبنية المتناظرة أو شبه المتناظرة وفق محورين متعامدين وذات الواجهات المتعامدة.

٥- في حال وجود أساس مشترك رابط بين جدار وعمود أو بين جدارين أو عمودين في استقامة معينة فيجب أن يكون البعد الصافي بين الطرفين L محققاً لعلاقة الطول المرن وهي:

$$\ell \le \frac{\pi}{2}\sqrt[4]{\frac{4EI}{k.b}}$$

حيث:

E عامل مرونة الخرسانة المسلحة

I عزم عطالة المقطع العرضي للأساس المشترك الرابط

b عرض الأساس

K عامل صلابة تربة الأساس والمحددة سابقاً.

ب- دراسة وتحقيق الأساسات المشتركة:

وتتلخص طريقة دراسة وتحقيق الأساسات المشتركة للجدران القصية مع الجدران الخرسانية المسلحة بما يلي:

١- حساب قيم الأحمال الشاقولية (الحية والميتة) في كافة الطوابق ثم محصلة هذه الأحمال بما فيها وزن الأساسات أي $\Sigma N = \Sigma G + \Sigma P$ وبعد مركزها X و Y عن محورين إحداثيين اعتباريين y , x، انظر الشكل رقم (١٢).

(وقد يكون مركز محصّلة الأحمال الشاقولية هو مركز مساحة بلاطات السقوف المختلفة).

٢- حساب عزوم الانعطاف الناجمة عن الهزات الأرضية عند سطح الطابق السفلي في الاتجاهين y, x أي:

Mx الناتج عن التحميل باتجاه المحور x

My الناتج عن التحميل باتجاه المحور y

٣- حساب مساحة مسطح الأساسات A وبعد مركز ثقل هذا المسطّح o' عن المحورين الاعتباريين y, x أي X' و Y'.

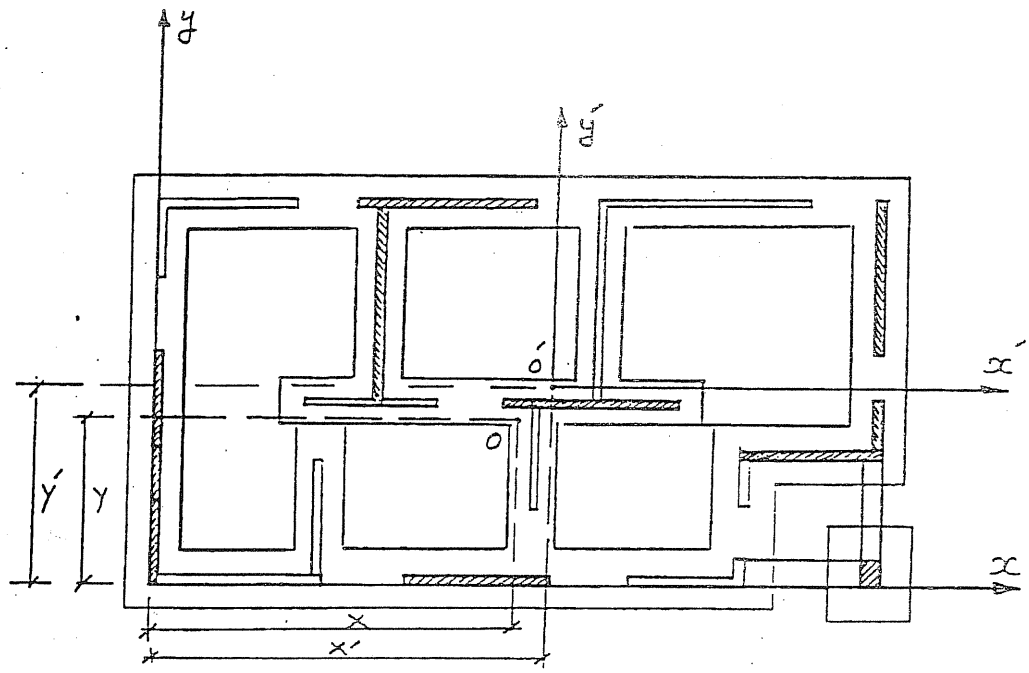
٤- حساب عزم عطالة سطح الأساسات المشتركة $\Sigma I_{x'}$. $\Sigma I_{y'}$ حول المحورين X' . Y' المارين من مركز ثقل مسطح الأساسات o'.

o مركز محصلة الأحمال الشاقولية لكافة الطوابق

o' مركز مساحة مسطح

جدران خرسانية مسلحه غير مستمرة شاقولياً

جدران قصية مسلحة مستمرة شاقولياً



الشكل رقم (١٣)

٥- حساب الإجهادات على التربة في حالة حدود الاستثمار بدون أثر الزلازل في الأطراف الأربعة لمسطح الأساسات، أي:

$$\sigma_{1.2.3.4}\ \frac{\Sigma N}{A} \pm \frac{M'_x.V_y}{\Sigma I_{x'}} \pm \frac{M'_y.V_y}{\Sigma Iy'}$$

حيث:

$\sigma_{1.2.3.4}$ إجهادات التربة عند زوايا الحصيرة

V_x بعد طرف الأساس باتجاه المحور X عن مركز ثقل مسطح الأساسات O'

V_y بعد طرف الأساس باتجاه المحور Y عن مركز ثقل مسطح الأساسات O'

M'_x عزم الأحمال الشاقولية باتجاه المحور x نسبة للمحور المار من O'

M'_y عزم الأحمال الشاقولية باتجاه المحور y نسبةً للمحور المارّ من O'

حيث:

$$M'_x = \Sigma N.\ (X' - X)$$
$$M'_y = \Sigma N.\ (Y' - Y)$$

٦- حساب الإجهادات على التربة في حالة الحدود القصوى مع أثر الزلازل في الأطراف الأربعة لمسطح الأساسات، أي:

$$\sigma_{u1.2} = \frac{\sum Nu}{A} \pm \frac{\sum MuxV_x}{\sum Ix'}$$

$$\sigma_{u3.4} = \frac{\sum Nu}{A} \pm \frac{\sum MuyV_y}{\sum Iy'}$$

حيث:

ΣNu مجموع الأحمال الشاقولية المصعدة والتي تساوي:
$\Sigma Nu = 1.5\ \Sigma G + 1.8\ \Sigma P$

ΣG مجموع الأحمال الشاقولية الميتة بما فيها وزن الأساسات بدون تصعيد

ΣP مجموع الأحمال الشاقولية الحية بدون تصعيد

ΣMux مجموع العزوم المصعدة باتجاه المحور x نسبة للمحور المار من O'

ΣMuy مجموع العزوم المصعدة باتجاه المحور Y نسبة للمحور المار من O'

باعتبار أن:

$$Mux = (1.5\ \Sigma G + 1.8\ \Sigma P)\ (X' - X) + 1.98\ Mx$$
$$Muy = (1.5\ \Sigma G + 1.8\ \Sigma P)\ (Y' - Y) + 1.98\ My$$

٧- تحقيق الإجهادات على التربة

لا يسمح بالإجهادات الشادة وإن وجدت إجهادات شادة يعدل مخطط الإجهادات الضاغطة كما ورد سابقاً والإجهادات الضاغطة يجب أن تحقق ما يلي:

آ- في حالة حدود الاستثمار (بدون أثر الزلازل) يجب أن يكون:

$$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4 \le \bar{\sigma}_{soil}$$

في حال: $\frac{\sigma_1}{\sigma_2} > 2$

يمكن اعتبار: $\sigma_1 \le 1.25\bar{\sigma}_{soil}$

ب- في حالة الحدود القصوى (مع أثر الزلازل):

$$\sigma_{ul} \le 1.25 \times 1.55\ \bar{\sigma}_{soil} = 2\bar{\sigma}_{soil}$$

وفي حال:

$$\frac{\sigma_{u1}}{\sigma_{u2}} > 2$$

يمكن اعتبار:

$$\sigma_{u1} \le 2.4\bar{\sigma}_{soil}$$

مثال (٣):

المطلوب دراسة أبعاد الأساسات المشتركة للجدران القصية مع أساسات الجدران الخرسانية المسلحة الداخلية والخارجية الموجودة في طابق القبو للمبنى الموضَّح في الشكل رقم (١٤) وفق المعطيات التالية:

- عدد الطوابق الكلي ستة
- تحمل التربة المسموح $\sigma_{soil} = 4\ Kg/cm^2$
- تعتمد كافة المعطيات والحسابات الخاصة بهذا المثال ما ورد في المحاضرات السابقة.
- عامل مرونة البيتون المسلح: $E = 2.8x10^5\ Kg/cm^2$
- أبعاد الأساسات الشريطية:

المحيطية: b = 70 cm ht = 70 cm

الداخلية: b = 70 cm ht = 70 cm

- إجهاد الخضوع للفولاذ المستعمل $Fy \geq 3000\ kg/cm^2$
- المقاومة المميزة الأسطوانية للخرسانة $F'_c \geq 180\ kg/cm^2$
- عامل صلابة تربة التأسيس $K = 4\ kg/cm^3$
- متوسط الأحمال الميتة الطابقية $Wd = 1.35\ t/m^2$

(بما فيها وزن القواطع أو الجدران والأعمدة وغيرها...).

- متوسط الأحمال الحية الطابقية: $W\ell = 0.2\ t/m^2$

الحلّ:

لوجود أساس رابط بين عمودين على المحور (9) فيجب أن يكون البعد الصافي:

L = 435 cm محققاً لعلاقة الطول المرن وهي:

$$L \leq \frac{\pi}{2}\sqrt[4]{\frac{4EI}{kb}} = 470$$

وباعتبار:

$$I = \frac{70 \times \overline{70}^3}{12} = 2.0008 \times 10^6 cm^4$$

b = 70 cm

K = 4

وبالتعويض نجد أن:

$$\ell = 435 < 470\ cm$$

١- حساب قيمة الأحمال الشاقولية:

متوسط الأحمال الميتة الطابقية $Wd = 1.35\ t/m^2$

متوسط الأحمال الحية الطابقية $W\ell = 0.2\ t/m^2$

فيكون:

الأحمال الميتة الكلية $\Sigma G = 1.35 \times 6 \times 15 \times 20 = 2430\ t$

الأحمال الحية الكلية $\Sigma P = 0.2 \times 6 \times 15 \times 20 = 360\ t$

ونظراً للتناظر المعماري شبه التامّ، فإن مركز محصّلة كافة الأحمال بما فيها وزن الأساسات هو في مركز المستطيل 15 x 20 m أي النقطة O.

٢- تحديد عزوم الانعطاف الناجمة عن الهزات الأرضية عند سطح طابق القبو، من الجداول السابقة نجد:

Mox = 2630.53 t.m عزم الهزات القاعدي اتجاه المحور X

Moy = 2674.18 t.m عزم الهزات القاعدي اتجاه المحور Y

٣- نظراً للتناظر في مسطح الأساسات المشتركة فإن مركز مساحة سطح الأساسات ينطبق تقريباً مع مركز المستطيل أي مع النقطة O:

ومساحة مسطح الأساسات: A = 95.88 m2

وزن الأساسات: 167.79 t

وإحداثيات مركز مساحة الأساسات نسبة للمحورين y.x هي:

$X' = 10.00$ m

$Y' = 7.5$ m

٤- حساب عزم عطالة مسطح الأساسات نسبةً للمحورين 'X و 'Y المارين من 'O من جداول حساب عزوم العطالة الجزئية والكلية المرفقة، يكون:

$$\sum I_{x'} = Ix_0 + Ad_y^2$$

$$\sum I_{y'} = Iy_0 + Ad_x^2$$

٥- حساب الإجهادات على التربة في حالة حدود الاستثمار بدون أثر الزلازل في الأطراف الأربعة لمسطح الأساسات:

وباعتبار أن: $N = 2430 + 360 + 179.94 = 2970$ t

$A = 95.88$ m^2

وعزوم الأحمال الشاقولية:

$$M'x = N.\ (X' - X) = 0$$

$$M'y = N.\ (Y' - Y) = 0$$

لأن:

$$X' = X \text{ و } Y' = Y$$

وبالتالي يكون:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_4 = 31 \text{ t/m}^2 < 40$$

محقق.

٦- حساب الإجهادات على التربة في حالة الحدود القصوى مع أثر الزلازل في الأطراف الأربعة لمسطح الأساسات: حيث:

$$\sum N_u = 1.5\ (2430 + 179.94) + 1.8\ (360) = 4923 \text{ t}$$

$$\sum M_{ux} = 1.1 \times 1.8 \times 2630.53 = 5208.5 \text{ m}$$

$$\sum M_{uy} = 1.1 \times 1.8 \times 2674.18 = 5295 \text{ tm}$$

$$vx = \pm 10 \text{ m}$$

$$vy = + 7.5 \text{ m}$$

ووفق الجداول المرفقة نجد أن:

$$\sigma_{max.ux} = 62.62 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max.uy} = 66.90 \text{ t/m}^2$$

٧- تحقيق الإجهادات على التربة:

آ- حالة حدود الاستثمار بدون أثر الزلازل نجد أن:

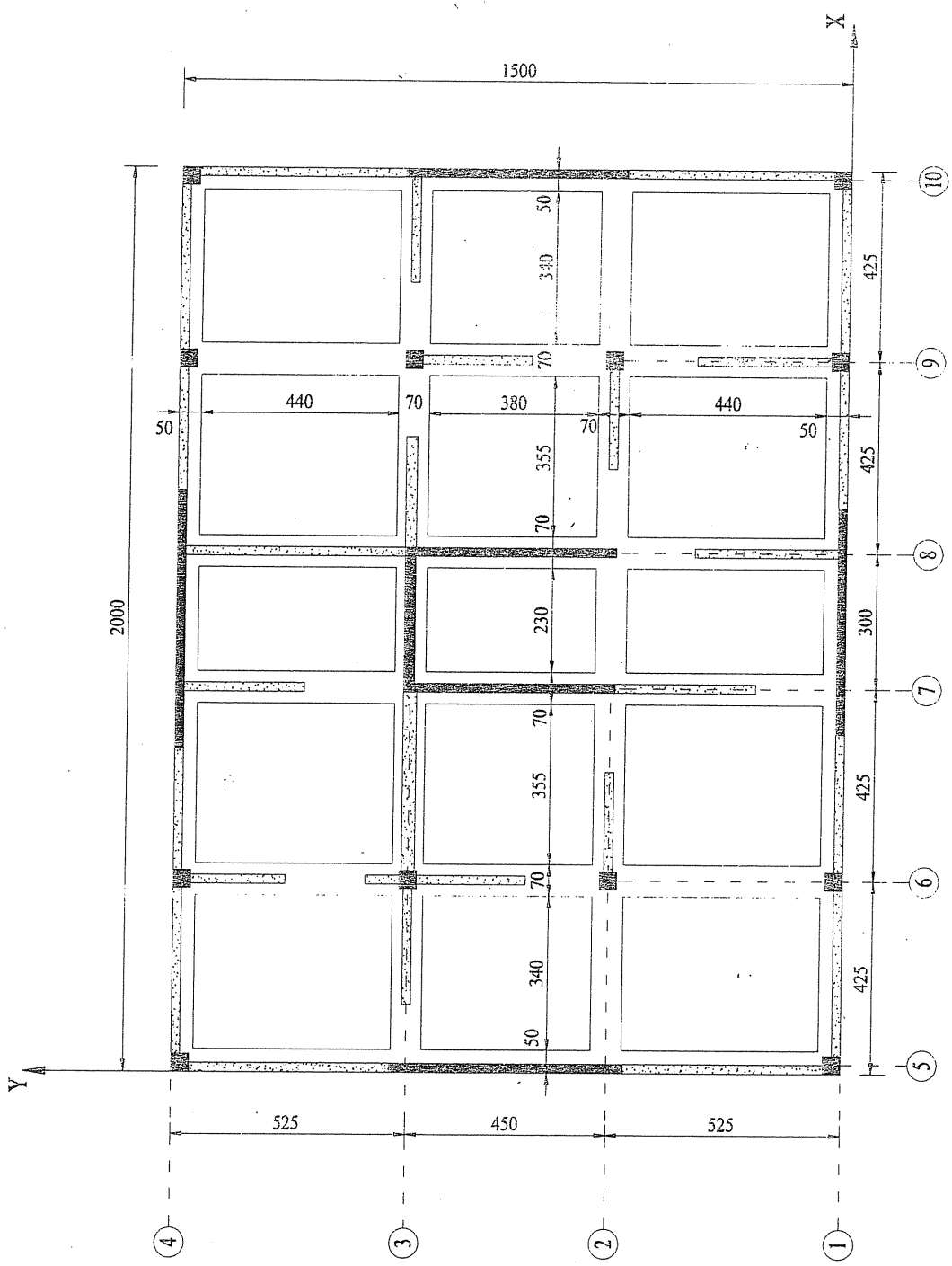
$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_4 = 31 < \sigma_{soil} = 40 \text{ t/m}^2$$

محقق.

ب- حالة الحدود القصوى مع أثر الزلازل، نجد أن:

$$\sigma_{u.max} = 66.90 < 2\sigma_{soil} = 80 \text{ t/m}^2$$

محقق.


X
Y
1500
2000
50
340
70
425
440
380
355
230
300
525
450
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1

الشكل رقم (١٤)

اساسات مستمرة

المعطيات

عدد الاساسات موازي X	Nx	4
طول الاخصيرة موازي X	Dx .m	20
العزم القاعدي الكلي هزات طن . م	MSx t.m	2630.53
عزم اوزان شاقولية X	MDx t.m	0
	MLx t.m	0
عدد الاساسات موازي Y	Ny	6
طول الاخصيرة موازي Y	DY	15
العزم القاعدي الكلي هزات طن . م	MSy .tm	2674.18
عزم اوزان شاقولية Y	MDy .tm	0
	MLy .tm	0
عدد الطوابق مع القبو ان وجد	N	6

تحمل التربة t/m2	40

f'c =	180
fy =	3000
A_y	2.31
K_y	34
μ	0.0147

ملاحظات:
١- اوجد مركز ثقل الاساسات Y . x
٢- اوجد مساحة الاساسات وعزم العطالة Ix و Iy بالنسبة لمركز ثقل الاساسات بعد طرح نقاط التداخل
٣- اوجد الضغط الاعظمي عند اطراف الاساسات بنفس دساتير الحصيرة العامة

الطابق	الطول DX	العرض DY	الوزن الميت D L . t/m2	الوزن الحي L L .t/m2
6	20	15	1.35	0.2
5	20	15	1.35	0.2
4	20	15	1.35	0.2
3	20	15	1.35	0.2
2	20	15	1.35	0.2
1	20	15	1.35	0.2

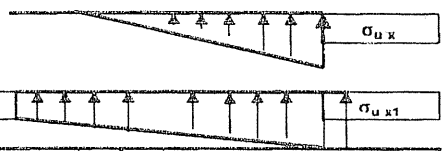
اساسات موازية	بروز اساس عن الجدار	ارتفاع	عرض اساس	طول اساس	مركز الاساس عن المبدأ"	
X	C	H.	b.	LX	xi	yi
1	0.3	0.7	0.5	20	10	0.25
2	0.3	0.7	0.7	20	10	5.25
3	0.3	0.7	0.7	20	10	9.75
4	0.3	0.7	0.5	20	10	14.75

اساسات موازي	بروز اساس عن الجدار	ارتفاع	عرض اساس	طول اساس	مركز الاساس عن المبدأ	
Y	C. m	H . m	b. m	LY	xi	yi
5	0.3	0.7	0.5	15	0.25	7.5
6	0.3	0.7	0.7	15	4.25	7.5
7	0.3	0.7	0.7	15	8.50	7.5
8	0.3	0.7	0.7	15	11.50	7.5
9	0.3	0.7	0.7	15	15.75	7.5
10	0.3	0.7	0.5	15	19.75	7.5

عدد اساسات				مركز الاساس عن المبدأ		مركز الاساس عن مركز العصيرة							IX =	IY =
4														
A1x=bx*(Lx-Σby)	اساس موازي x	LX	b	Xox	yox	dx	dY	Ax=bx*Lx	A1x*dx²	A1x*dy²	Ix_0	Iy_0	Ix0+A1dx²	Iy_0 +A1*dy²
8.10	1	20.00	0.50	10	0.25	0.00	-7.25	10	0.00	425.76	333.33	0.21	333.33	425.96
11.34	2	20.00	0.70	10	5.25	0.00	-2.25	14	0.00	57.41	466.67	0.57	466.67	57.98
11.34	3	20.00	0.70	10	9.75	0.00	2.25	14	0.00	57.41	466.67	0.57	466.67	57.98
8.10	4	20.00	0.50	10	14.75	0.00	7.25	10	0.00	425.76	333.33	0.21	333.33	425.96
Σ 38.88			2.40				Σ	48				Σ	1600.00	967.89
													IX =	IY =
عدد اساسات	اساس موازي y	LY	b	Xoy	Yoy	dx	dY	AY=by*(LY-Σbx)	$Ay*dx^2$	A_y*dy^2	Ix_0	Iy_0	Ix0+$A_y$dx²	Iy_0 +A_y*dy²
6	5	15.00	0.50	0.25	7.5	-9.75	0.00	6.30	598.89	0.00	0.16	140.63	599.05	140.63
	6	15.00	0.70	4.25	7.5	-5.75	0.00	8.82	291.61	0.00	0.43	196.88	292.04	196.88
	7	15.00	0.70	8.5	7.5	-1.50	0.00	8.82	19.85	0.00	0.43	196.88	20.27	196.88
	8	15.00	0.70	11.5	7.5	1.50	0.00	8.82	19.85	0.00	0.43	196.88	20.27	196.88
	9	15.00	0.70	15.75	7.5	5.75	0.00	8.82	291.61	0.00	0.43	196.88	292.04	196.88
	10	15.00	0.50	19.75	7.5	9.75	0.00	6.30	598.89	0.00	0.16	140.63	599.05	140.63
			3.80				Σ	47.88					1822.73	1068.75
						AX+AY	Σ A	95.88					3422.73	2036.64
													IX =	=IY

عدد الطوابق		الطول	العرض	الوزن الميت	الوزن الحي	الوزن الميت	الوزن الحي
6	الطابق	DX	DY	D L . t/m	L L .t/m2	DX*DY*DL	DX*DY*LL
	6	20	15	1.35	0.2	405	60
	5	20	15	1.35	0.2	405	60
	4	20	15	1.35	0.2	405	60
	3	20	15	1.35	0.2	405	60
	2	20	15	1.35	0.2	405	60
	1	20	15	1.35	0.2	405	60
					Σ	2430	360

النتائج



عزم الهزات X	Msx	2630.53
عزم الهزات Y	Msy	2674.18
عزم اوزان شاقولية X	Mdx	0
	MLx	0
عزم اوزان شاقولية Y	Mdy	0
	MLY	0
الوزن الميت الكلي	WDL	2430.00
الوزن الحي الكلي	WLL	360.00
مركز الكتلة	XM	10.00
	YM	7.50
مركز القوى	XCF	10.00
	YCF	7.50
الامركزية X	ex	0.00
الامركزية Y	ey	0.00
عزم الامركزية X	Mt(D)	0.00
	Mt(L)	0.00
عزم الامركزية Y	Mt(D)	0.00
	Mt(L)	0.00
الضغط الاعظمي X	σux	62.62 t/m2
الضغط المسموح	qux	80 t/m2
الضغط الاعظمي Y	σuy	66.90 t/m2
الضغط المسموح	quy	96 t/m2
وزن الاساسات	W1	167.79

$\sigma_{u\ x1}$ =	σ_u x 2 =
1.5*D+1.8L/A+	1.5*D+1.8L/A-
(1.5MD+1.8ML+1.98MS)cx/ Ix +	(1.5MD+1.8ML+1.98MS)cx/ Ix -
(1.5MtD+1.8MtL)*cy/IY	(1.5MtD+1.8MtL)*cy/IY
62.62	32.18 t/m2

σ_{ux} $2N_U/A*X/D_X$

FALSE

62.62 الاعظمي

0.92	ex = Mux / Nu
3.33	= Lx / 6
0.00	a_x = Lx / 2 -ex
0	X = 3a>=Dx/2
10	= Dx / 2

80	qu ALL = t/m2
	2 * q

Y ضغط التربة الاعظمي t / m2

$\sigma_{u\ y1}$=	$\sigma_{u\ y2}$=
1.5D+1.8L/A +	1.5D*1.8L/A -
(1.5MD+1.8ML+1.98MS)cy/ Iy +	(1.5MD+1.8ML+1.98MS)cy/ Iy -
(1.5MtD+1.8MtL)*cx/Ix +	(1.5MtD+1.8MtL)*cx/Ix -
66.90	27.90

σ_{uy} = $2N_U$ / A* Y/ Dy

FALSE

66.90 الاعظمي

0.93	ey = Muy / Nu
2.50	Ly / 6
0.00	ay = Ly / 2 - ey
0.00	Y = 3a>=Dy/2
7.50	Dy / 2

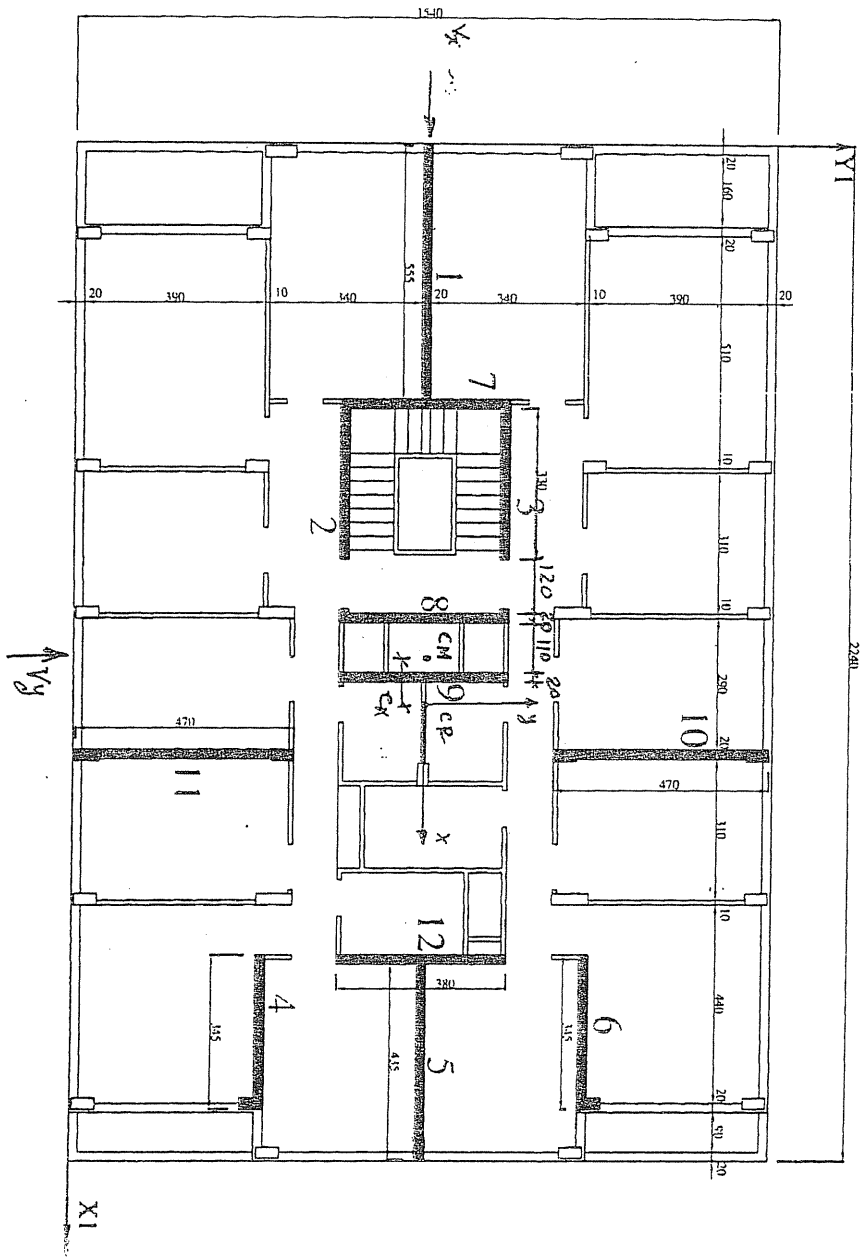
96	qu ALL = t/m2
	2.4*q

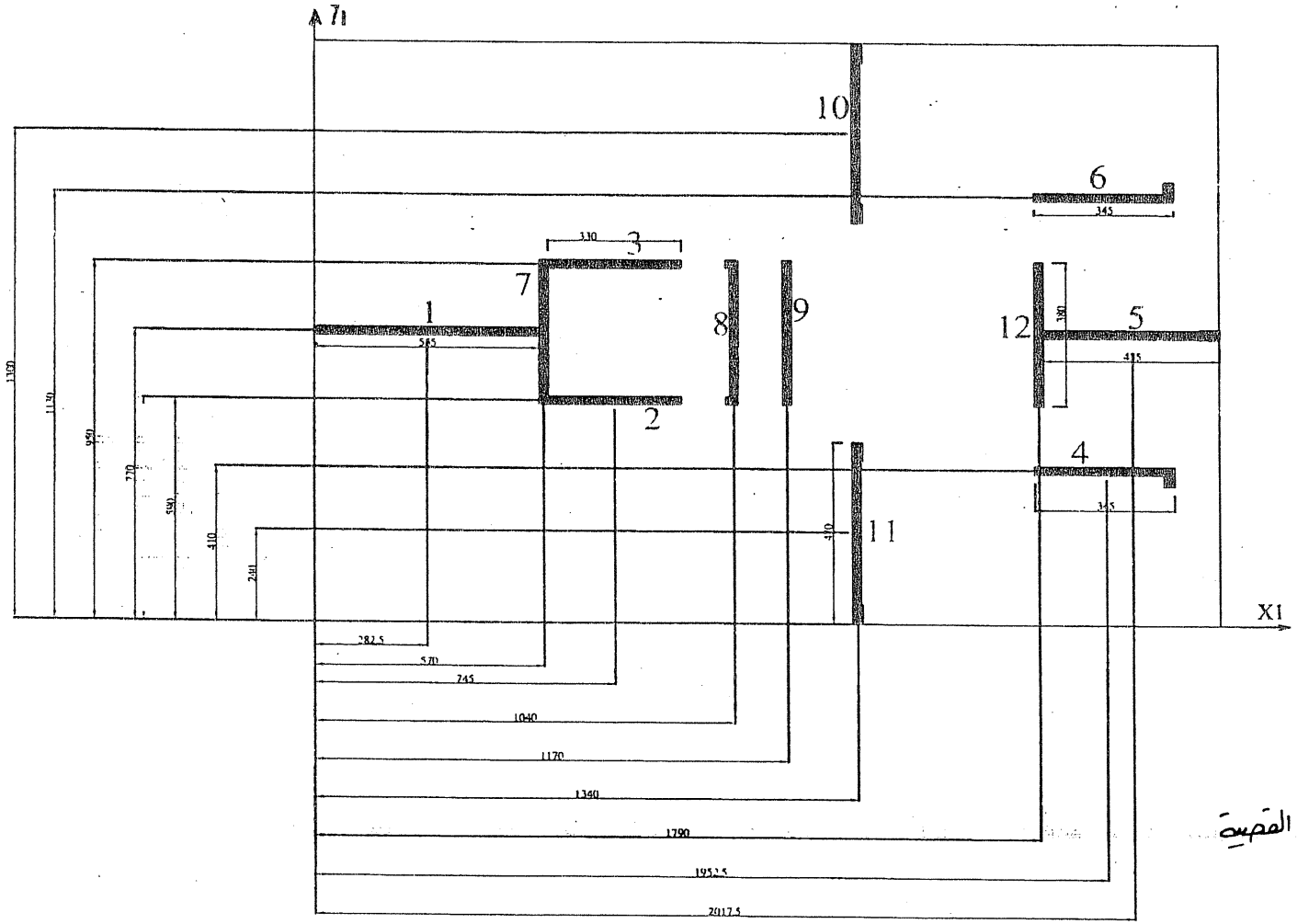
مثال:

مبنى سكني هيكلي مؤلف من طابق قبو مكشوف وخمسة طوابق سكنية ارتفاع الطابق m 3.5 والأبعاد للمبنى 22.4 * 15.4 سيتم مقاومة القوى الأفقية بالجدران القصية من البيتون المسلّح.

والمطلوب:

توزيع القوى شاقولياً وأفقياً على كافة الجدران القصية، علماً أن المبنى هو في مدينة حلب ودور التربة غير محدّد.





٥ احداثيات اجزاء القصبة

EARTH QUAKE VER "1"

المعطيات

0.4	Z
1	I
1.3	K
1.5	S
1.4	الحمولة الميتة+٢٥٠الحية(t/m2)
0	ارتفاع طابق القبو ان وجد(m)

12	m	عدد جدران القص
22.4	Dx	ابعاد البناء(m)
15.4	Dy	
21	hn	ارتفاع البناء(m)
6	n	عدد الطوابق
3.5	h	ارتفاع الطابق(m)

$V = Z\ I\ K\ S\ C\ W$

قوة القص القاعدي

$$T = \frac{0.09\ h}{\sqrt{D}}$$

$$Ty = \frac{0.09 \times 21}{\sqrt{15.4}} = 0.482 \text{ sec}$$

$$Tx = \frac{0.09 \times 21}{\sqrt{22.4}} = 0.399 \text{ sec}$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}}$$

$$C_y = \frac{1}{15\sqrt{0.482}} = 0.096 < 0.12$$

$$C_x = \frac{1}{15\sqrt{0.399}} = 0.105 < 0.12$$

$0.25 > K\ Cx = 0.137 > 0.06$

$0.25 > K\ Cy = 0.125 > 0.06$

$Vy = 0.4 \times 1 \times 1.3 \times 1.5 \times 0.096 \times W$

$= 0.0749\ W = 217.15$ ton

$Vx = 0.4 \times 1 \times 1.3 \times 1.5 \times 0.105 \times W$

$= 0.0815\ W = 238.47$ ton

الحمولة الحية على الجدار من طابق واحد(ton)	الحمولة الميتة على الجدار من طابق واحد(ton)
LL	DL

احداثيات مركزه		ابعاده		اسم الجدار
Y1(m)	X1(m)	Ly(m)	Lx(m)	
7.7	2.825	0.2	5.55	1
5.9	7.45	0.2	3.3	2
9.5	7.45	0.2	3.3	3
4.1	19.525	0.2	3.45	4
7.7	20.175	0.2	4.35	5
11.3	20.175	0.2	3.45	6
7.7	5.7	3.8	0.2	7
7.7	10.4	3.8	0.2	8
7.7	11.7	3.8	0.2	9
13	13.4	4.7	0.2	10
2.4	13.4	4.7	0.2	11
7.7	17.9	3.8	0.2	12

قوة القص القاعدي	VX	195.34
	VY	190.44
اللامركزية	ex	-1.18
	ey	-0.77
عزم الفتل	Mtx	-150.41
	Mty	-224.60
الدور	Tx	0.5950
	Ty	0.6260
	Σ kxi	0.00213
	Σ kyi	0.00224
	Xcr	12.38
	Ycr	7.70
	Jp	0.03
عزم الانقلاب	MX	2722.19
	MY	2565.58

المبنى متوازن

المبنى متوازن

Jx=0.92

Jy=0.89

FY

FX

جدول التوزيع الشاقولي الطابقي على المبنى

رقم الطابق	القوة بالاتجاه Y	Wi hi / ΣWi hi	القوة بالاتجاه X	رقم الطابق
6	54.41	28.6%	55.81	6
5	45.34	23.8%	46.51	5
4	36.27	19.0%	37.21	4
3	27.21	14.3%	27.91	3
2	18.14	9.5%	18.60	2
1	9.07	4.8%	9.30	1

جدول يبين كيفية حساب نسب التوزيع الشاقولي

رقم الطابق	hi	Wi	Wi x hi	Wi x hi / Σ Wi x hi
1	3.5	482.9	1690.15	4.8%
2	7	482.9	3380.3	9.5%
3	10.5	482.9	5070.45	14.3%
4	14	482.9	6760.6	19%
5	17.5	482.9	8450.75	23.8%
6	21	482.9	10140.9	28.6%

Σ = 35493.15

حساب الدور الديناميكي:

حساب الانتقال باتجاه y: يتم حساب الانتقال وفق طريقة الجائز البديل

الدورة الأولى:

$$\Delta 6 = \frac{1}{EI}\left[217.1\times\frac{3.5^2}{3}+217.1\times3.5(3.5+\frac{3.5}{2})\right.$$
$$+\frac{398.06\times3.5}{2}(\frac{2}{3}\times3.5+3.5)+615.16\times3.5\times(\frac{3.5}{2}+2\times3.5)$$
$$+\frac{542.84\times3.5}{2}(\frac{2}{3}\times3.5+2\times3.5)+1158\times3.5\times(\frac{3.5}{2}+3\times3.5)$$
$$+\frac{651.36\times3.5}{2}(\frac{2}{3}\times3.5+3\times3.5)+1809.36\times3.5\times(\frac{3.5}{2}+4\times3.5)$$
$$+\frac{723.74\times3.5}{2}(\frac{2}{3}\times3.5+4\times3.5)+2533.1\times3.5\times(\frac{3.5}{2}+5\times3.5)$$
$$\left.+\frac{760\times3.5}{2}\ (\frac{2}{3}\times3.5+5\times3.5)\right]$$

$$\Delta_6 = \frac{418396.4}{2.8\times10^6\times7.1188} = 0.021m$$

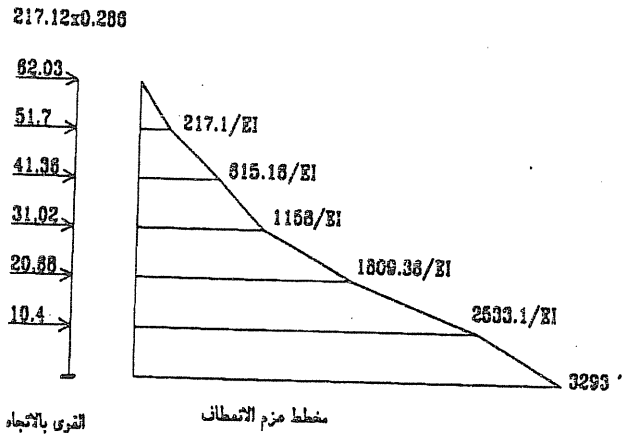
$$\Delta_5 = \frac{321093.6}{2.8\times10^6\times7.1188} = 0.016m$$

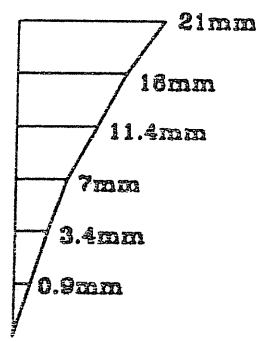
$$\Delta_4 = \frac{226819.7}{2.8\times10^6\times7.1188} = 0.0114m$$

$$\Delta_3 = \frac{140377.2}{2.8\times10^6\times7.1188} = 0.007m$$

$$\Delta_2 = \frac{68341.6}{2.8\times10^6\times7.1188} = 0.034m$$

$$\Delta_1 = \frac{18618}{2.8\times10^6\times7.1188} = 0.0009m$$





مخطط الانتقال بالاتجاه y

$$T = 2\pi\sqrt{\sum wi\delta i^2 / g(\sum Fi\delta i + (Ft + Fn)\delta n)}$$

$$Ty = 2\pi\sqrt{\frac{482.94(0.021^2 + 0.016^2 + 0.0114^2 + 0.0034^2 + 0.0009^2)}{9.81(62.03\times 0.021 + 51.7\times 0.016 + 41.36\times 0.0114 + 31.02\times 0.007 + 20.68\times 0.0034 + 10.34\times 0.0009}}$$

$$Ty = 2\pi\sqrt{\frac{0.42901}{28.43}} = 0.772 \text{ sec}$$

حساب الانتقال باتجاه X:

$$\Delta_6 = \frac{1}{EI}\left[\frac{238.46\times 3.5^2}{3} + 238.46\times 3.5(3.5+\frac{3.5}{2})\right.$$

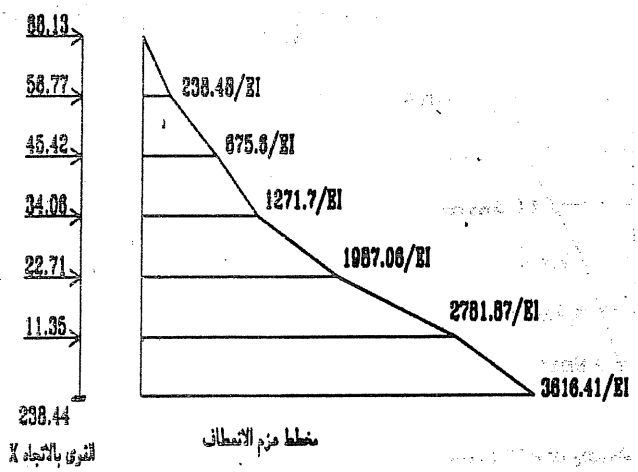
$$+ \frac{437.14\times 3.5}{2}(\frac{2}{3}\times 3.5 + 3.5) \; + 645.6\times 3.5\times (\frac{3.5}{2} + 2\times 3.5)$$

$$+ \frac{596.1\times 3.5}{2}(\frac{2}{3}\times 3.5 + 3.5) + 1271.73\times 3.5\times (\frac{3.5}{2} + 3\times 3.5)$$

$$+ \frac{715.36\times 3.5}{2}(\frac{2}{3}\times 3.5 + 3\times 3.5) + 1987.06\times 3.5\times (\frac{3.5}{2} + 4\times 3.5)$$

$$+ \frac{794.81\times 3}{2}(\frac{2}{3}\times 3.5 + 4\times 3.5) + 2781.87\times 3.5\times (\frac{3.5}{2} + 5\times 3.5)$$

$$\left. + \frac{834.54\times 3.5}{2}(\frac{2}{3}\times 3.5 + 5\times 3.5)\right]$$



$$\Delta_6 = \frac{459483.351}{2.8\times 10^6 \times 6.7879} = 0.024\,\text{m}$$

$$\Delta_5 = \frac{352624.743}{2.8\times 10^6 \times 6.7879} = 0.019\,\text{m}$$

$$\Delta_4 = \frac{249092.909}{2.8\times 10^6 \times 6.7879} = 0.013\,\text{m}$$

$$\Delta_3 = \frac{154161.72}{2.8\times 10^6 \times 6.7879} = 0.008\,\text{m}$$

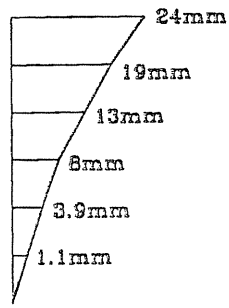
$$\Delta_2 = \frac{75052.34}{2.8\times 10^6 \times 6.7879} = 0.0039\,\text{m}$$

$$\Delta_1 = \frac{20446.66}{2.8\times 10^6 \times 6.7879} = 0.0011\,\text{m}$$

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^2}{g(\sum F_i\delta_i + (F_i + F_n)\delta_n)}}$$

$$Tx = 2\pi\sqrt{\frac{482.94(0.024^2 + 0.016^2 + 0.013^2 + 0.08^2 + 0.039^2)}{9.81(68.13\times 0.024 + 56.77\times 0.019 + 45.42\times 0.013 + 34.06\times 0.008 + 22.7\times 0.0039 + 11.35\times 0.0011)}}$$

$Tx = 0.792$ sec



مخطط الانتقال بالاتجاه X

$$Cy = \frac{1}{15\sqrt{0.772}} = 0.0759$$

$$Cx = \frac{1}{15\sqrt{0.792}} = 0.0749$$

Ft = 0.07 TV

V_y = 0.4 x 1.3 x 1.5 x 0.0759 x 2898 = 171.57 t

Vx = 0.4 x 1.3 x 1.5 x 0.0749 x 2898 = 169.3 t

Fty = 0.07 x 0.772 x 171.57 = 9.72 t

Ftx = 0.07 x 0.792 x 169.3 = 9.4 t

الدورة الثانية: حساب الانتقال باتجاه y:

$$\Delta_6 = \frac{1}{EI}\left[\frac{194.92\times 3.5^2}{2} + 194.92\times 3.5(3.5 + \frac{3.5}{2})\right.$$

$$+\frac{330.12\times 3.5}{2}(\frac{2}{3}\times 3.5 + 3.5) + 525.04\times 3.5\times(\frac{3.5}{2} + 3\times 3.5)$$

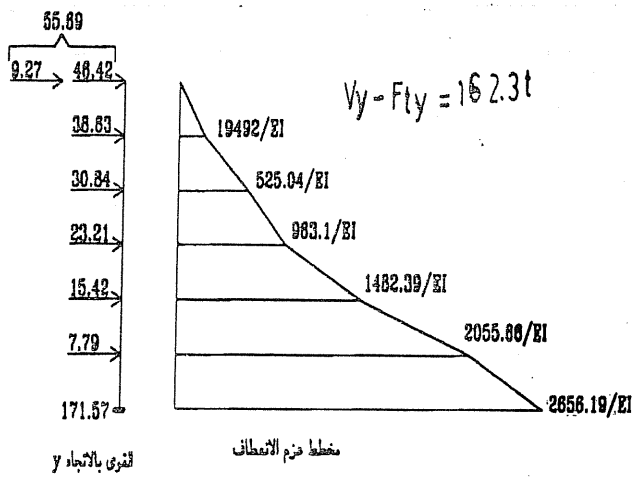
$$+\frac{438.06\times 3.5}{2}(\frac{2}{3}\times 3.5 + 2\times 3.5) + 963.1\times 3.5\times(\frac{3.5}{2} + 3\times 3.5)$$

$$+\frac{519.29\times 3.5}{2}(\frac{2}{3}\times 3.5 + 2\times 3.5) + 1482.39\times 3.5\times(\frac{3.5}{2} + 4\times 3.5)$$

$$+\frac{573.27\times 3.5}{2}(\frac{2}{3}\times 3.5 + 4\times 3.5) + 2005.66\times 3.5\times(\frac{3.5}{2} + 5\times 3.5)$$

$$\left.+\frac{600.53\times 3.5}{2}(\frac{2}{3}\times 3.5 + 5\times 3.5)\right]$$

$$\Delta_6 = \frac{341383.39}{2.8\times10^6\times7.1188} = 0.017m$$



قوى بالاتجاه y

مخطط عزم الانطاف

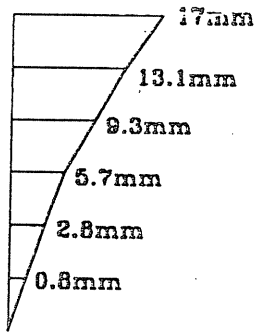
$$\Delta_5 = \frac{261553.59}{2.8\times10^6\times7.1188} = 0.0131m$$

$$\Delta_4 = \frac{184387.59}{2.8\times10^6\times7.1188} = 0.0093m$$

$$\Delta_3 = \frac{113873.71}{2.8\times10^6\times7.1188} = 0.0057m$$

$$\Delta_2 = \frac{55323.65}{2.8\times10^6\times7.1188} = 0.0028m$$

$$\Delta_1 = \frac{15043.08}{2.8\times10^6\times7.1188} = 0.0008m$$



مخطط الانتقال بالاتجاه y

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum W_i\delta_i^2}{g(\sum F_i\delta_i + (F_t + F_n)\delta_n)}}$$

$$T_y = 2\pi\sqrt{\frac{482.94(0.017^2 + 0.0131^2 + 0.093^2 + 0.057^2 + 0.028^2 + 0.0008^2)}{9.81(55.69\times0.017 + 38.63\times0.0131 + 30.84\times0.0093 + 23.21\times0.0057 + 15.42\times0.0028 + 7.79\times0.0008)}}$$

$$T_y = 2\pi\sqrt{\frac{0.284}{18.848}} = 0.771 \text{ sec}$$

حساب الانتقال باتجاه X:

$$\Delta_6 = \frac{1}{EI}\left[\frac{192.96\times3.5^2}{2} + 192.96\times3.5(3.5+\frac{3.5}{2})\right.$$

$$+\frac{326.16\times3.5}{2}(\frac{2}{3}\times3.5+3.5)+519.12\times3.5\times(\frac{3.5}{2}+3\times3.5)$$

$$+\frac{432.54\times3.5}{2}(\frac{2}{3}\times3.5+2\times3.5)+951.62\times3.5\times(\frac{3.5}{2}+3\times3.5)$$

$$+\frac{512.54\times3.5}{2}(\frac{2}{3}\times3.5+2\times3.5)+1464.16\times3.5\times(\frac{3.5}{2}+4\times3.5)$$

$$+\frac{565.7\times3.5}{2}(\frac{2}{3}\times3.5+4\times3.5)+2029.86\times3.5\times(\frac{3.5}{2}+5\times3.5)$$

$$\left.+\frac{592.59\times3.5}{2}(\frac{2}{3}\times3.5+5\times3.5)\right]$$

$$\Delta_6 = \frac{337147.87}{2.8\times10^6\times6.7879} = 0.0177m$$

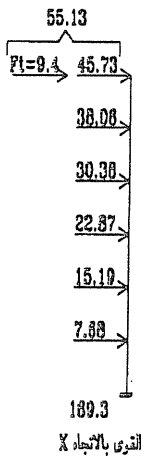
$$\Delta_5 = \frac{258297.25}{2.8\times10^6\times6.7879} = 0.0136m$$

$$\Delta_4 = \frac{182079.77}{2.8\times10^6\times6.7879} = 0.0096m$$

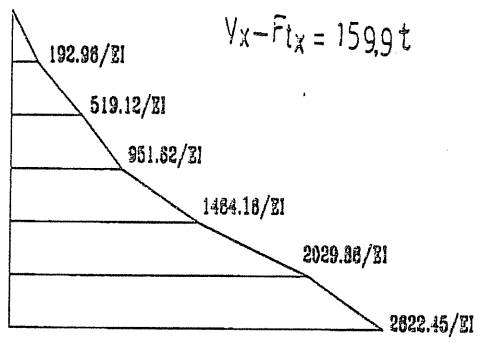
$$\Delta_3 = \frac{112441.93}{2.8\times10^6\times6.7879} = 0.0059m$$

$$\Delta_2 = \frac{54625.96}{2.8\times10^6\times6.7879} = 0.0029m$$

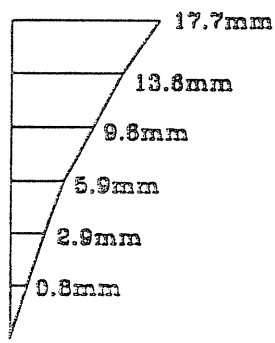
$$\Delta_1 = \frac{14852.64}{2.8\times10^6\times6.7879} = 0.0008m$$



القوى بالاتجاه X



مخطط مزم الانطاف



مخطط الانتقال بالاتجاه X

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^2}{g(\sum F_i \delta_i + (F_i + F_n)\delta_n)}}$$

$$T_x = 2\pi\sqrt{\frac{482.94(0.0177^2 + 0.0136^2 + 0.096^2 + 0.059^2 + 0.029^2 + 0.0008^2)}{9.81(55.13\times 0.0177 + 38.06\times 0.0136 + 30.38\times 0.0096 + 22.87\times 0.0059 + 15.19\times 0.0029 + 7.68\times 0.0008)}}$$

$$T_x = 2\pi\sqrt{\frac{0.3063}{19.328}} = 0.791 \text{ sec}$$

بمقارنة الدور في الدورة الثانية مع الدور في الدورة الأولى نجد أن القيم متقاربة ولا تختلف أكثر من ٥٪ لذا نأخذ المتوسط الحسابي.

المتوسط الحسابي للدور:

$$T_y = \frac{0.4816 + 0.771}{2} = 0.626 \text{ sec} \qquad Cy = 0.0843$$

$$T_y = \frac{0.3993 + 0.791}{2} = 0.595 \text{ sec} \qquad Cx = 0.0864$$

قوى القص القاعدي:

Vx = 0.4 x 1.3 x 1.5 x 0.0864 x 2898 = 195.3 t
Vy = 0.4 x 1.3 x 1.5 x 0.0843 x 2898 = 190.6 t

حساب عامل تخفيض العزوم:

$$J = \frac{0.65}{T^{2/3}}$$

$$Jx = \frac{0.65}{(0.595)^{2/3}} = 0.92$$

$$Jy = \frac{0.65}{(0.626)^{2.3}} = 0.89$$

حساب توازن المبنى على الانقلاب:

العزم القالب

M = 54.41x21 + 45.34x17.5 + 36.27x14 + 27.21x10.5 + 18.14x7 + 9.07x3.5
= 2888.3 t.m

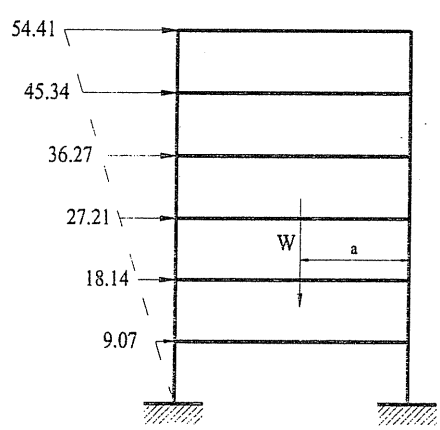
العزم المثبت

M = W x a = (2898 x 15.4)/2 = 22314.6 t.m

عامل توازن المبنى:

$$\frac{22314.6}{0.89\times 2888.3} = 8.7 > 1.5$$

المبنى متوازن باتجاه y



$$Ki = \frac{E}{\frac{H^3}{3I} + \frac{2.78h}{A}}$$

النتائج

اسم الجدار	عزم العطالة بالاتجاهين Y, x		مساحة المقطع							
	Lx (m^4)	Ly (m^4)	A(m^2)	$H^3/(3*lx)$	$H^3/3*ly)$	2.78 h/A	Kix/E	Kiy/E	Kix/ΣKi	Kiy/ΣKi
1	2.8492	0.0037	1.11	1083.5	834324.32	52.59	0.00088	0.00000	0.4125	0.0005
2	0.5990	0.0022	0.66	5154.0	1403181.82	88.45	0.00019	0.00000	0.0894	0.0003
3	0.5990	0.0022	0.66	5154.0	1403181.8	88.45	0.00019	0.00000	0.0894	0.0003
4	0.6844	0.0023	0.69	4510.6	1342173.9	84.61	0.00022	0.00000	0.1020	0.0003
5	1.3719	0.0029	0.87	2250.2	1064482.76	67.10	0.00043	0.00000	0.2022	0.0007
6	0.6844	0.0023	0.69	4510.6	1342173.91	84.61	0.00022	0.00000	0.1020	0.0003
7	0.0025	0.9145	0.76	1218552.63	3375.5	76.82	0.00000	0.00029	0.0004	0.1293
8	0.0025	0.9145	0.76	1218552.63	3375.5	76.82	0.00000	0.00029	0.0004	0.4293
9	0.0025	0.9145	0.76	1218552.63	3375.5	76.82	0.00000	0.00029	0.0004	0.4293
10	0.0031	1.7304	0.94	985212.77	1784	62.11	0.00000	0.00054	0.0005	0.2418
11	0.0031	1.7304	0.94	985212.77	1784	62.11	0.00000	0.00054	0.0005	0.2418
12	0.0025	0.9145	0.76	1218552.63	3375	76.82	0.00000	0.00029	0.0004	0.1293
المجموع	6.8042	7.1354					0.00213	0.00225		

إحداثيات مركز الصلابة

$$X_{CR} = \frac{\Sigma Kiy\ Xi}{\Sigma Kiy} = \frac{0.00029 \times 5.7 + 0.00029 \times 10.4 + 0.00029 \times 11.7 + 0.00054 \times 13.4 \times 2 + 0.00029 \times 17.9}{0.00225} = 12.38\ m$$

$$ex = 11.2 - 12.38 = -1.18m$$

$$Y_{CR} = \frac{\Sigma Kix\ Yi}{\Sigma Kix} = \frac{0.00088 \times 7.7 + 0.00019 \times 5.9 + 0.000 \quad \sim 9.5 + 0.00022 \times 4.1 + 0.00043 \times 7.7 + 0.00022 \times 11.3}{0.00213} = 7.7\ m$$

$$ey = 7.7 - 7.7 = 0 \Leftrightarrow ey\min = 0.05 \times 15.4 = 0.77m$$

جدول قيم حصة كل جدار من قوة القص القاعدي بالاتجاهين X.y										
					قص	فتل	كلية	قص	فتل	كلية
اسم الجدار	Xi(m)	Yi(m)	Kyi*Xi2/E	Kxi*Yi2/E	Fy_1i (ton)	Fy_2i (ton)	Fxi (ton)	Fx_1i (ton)	Fx_{2I} (ton)	Fxi (ton)
1	-9.555	0.000	0.0001	0.000	0.102	0.082	0.184	80.581	0.000	80.581
2	-4.930	-1.800	0.0000	0.0006	0.061	0.025	0.086	17.462	1.646	19.108
3	-4.930	1.800	0.0000	0.0006	0.061	0.025	0.086	17.462	1.646	19.108
4	7.145	-3.600	0.0000	0.0028	0.063	-0.038	0.063	19.922	3.757	23.679
5	7.795	0.000	0.0001	0.0000	0.080	-0.052	0.080	39.505	0.000	39.505
6	7.795	3.600	0.0000	0.0028	0.063	-0.042	0.063	19.922	3.757	23.679
7	-6.680	0.000	0.0129	0.0000	24.626	13.855	38.482	0.075	0.000	0.075
8	-1.980	0.000	0.0011	0.0000	24.626	13.855	38.482	0.075	0.000	0.075
9	-0.680	0.000	0.0001	0.0000	24.626	1.410	26.037	0.075	0.000	0.75
10	1.020	5.300	0.0006	0.0000	46.053	-3.956	46.023	0.093	0.026	0.119
11	1.020	-5.300	0.0006	0.0000	46.053	-3.956	46.053	0.093	0.026	0.119
12	5.520	0.000	0.0088	0.0000	24.626	-11.449	24.626	0.075	0.000	0.075
			0.0244	0.0069		Jp = 0.0312				

قص $Fy_{1i} = Vy \frac{Kiy}{\Sigma Kiy}$

فتل $Fy_{2i} = \frac{Mty}{Jp} Kyi.Xi$

القوى باتجاه y

Mty = Vy . ex = - 190.6 x 1.18 = -224.908

قص $Fx_{1i} = Vx \frac{Kix}{\Sigma Kix}$

فتل $Fx_{2i} = \frac{Mtx}{Jp} Kyi.Xi$

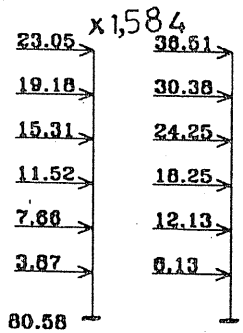
القوى باتجاه x

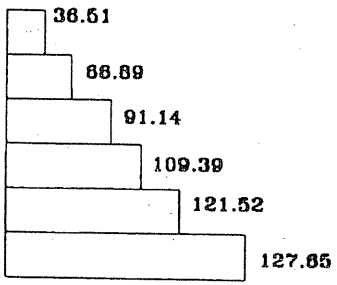
Mtx = Vx . ey = - 195.3 x 0.77 = -150.381

جدول حساب قيم العزوم والقوى القاطعة الحدية لكل جدار وفي كل طابق بالاتجاه X حسب U = 0.8 (1.5 DL + 1.8 LL + 1.98 S)

الطابق	X	الجدار ١	الجدار ٢	الجدار ٣	الجدار ٤	الجدار ٥	الجدار ٦	الجدار ٧	الجدار ٨	الجدار ٩	الجدار ١٠	الجدار ١١	الجدار ١٢
1	T_U	127.64	30.27	30.27	37.51	62.58	37.51	0.12	0.12	0.12	0.19	0.19	0.12
	M_U	1935.89	459.06	459.06	568.85	949.06	568.85	1.80	1.80	1.80	2.85	2.85	1.80
	N_U	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	T_U	23..56	28.83	28.83	35.72	59.60	35.72	0.11	0.11	0.11	0.18	0.18	0.11
	M_U	1489.14	353.12	353.12	437.58	730.05	437.58	1.39	1.39	1.39	2.19	2.19	1.39
	N_U	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	T_U	109.41	25.94	25.94	32.15	5364	32.15	0.10	0.10	0.10	0.16	0.16	0.10
	M_U	1063.67	252.23	252.23	312.56	521.46	312.56	0.99	0.99	0.99	1.57	1.57	0.99
	N_U	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	T_U	91.17	21.62	21.62	26.79	44.70	26.79	0.08	0.08	0.08	0.13	0.13	0.08
	M_U	680.75	161.43	161.43	200.04	333.74	200.04	0.63	0.63	0.63	1.00	1.00	0.63
	N_U	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	T_U	66.86	15.85	15.85	19.65	32.78	19.65	0.06	0.06	0.06	0.10	0.10	0.06
	M_U	361.65	85.76	85.76	106.27	177.30	106.27	0.34	0.34	0.34	0.53	0.53	0.34
	N_U	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	T_U	36.47	8.65	8.65	10.72	17.88	10.72	0.03	0.03	0.03	0.05	0.05	0.03
	M_U	127.64	30.27	30.27	37.51	62.58	37.51	0.12	0.12	0.12	0.19	0.19	0.12
	N_U	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

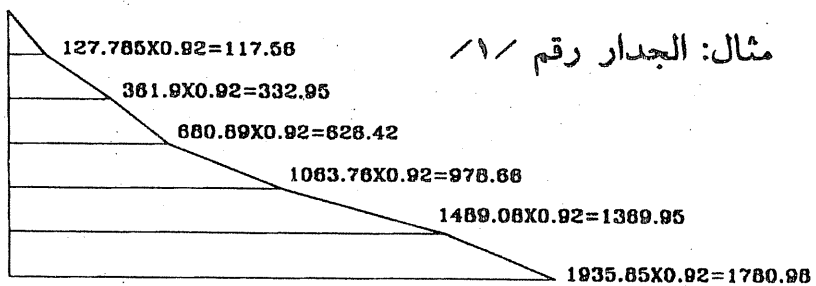
ملاحظة: يجب أن تضرب كافة العزوم بـ jx = 0.92





Tu

مثال: الجدار رقم /١/



Mu

جدول حساب قيم العزوم والقوى القاطعة الحدية لكل جدار وفي كل طابق بالاتجاه Y حسب U = 0.8 (1.5 DL + 1.8 LL + 1.98 S)													
الطابق	X	الجدار ١	الجدار ٢	الجدار ٣	الجدار ٤	الجدار ٥	الجدار ٦	الجدار ٧	الجدار ٨	الجدار ٩	الجدار ١٠	الجدار ١١	الجدار ١٢
1	T_U	0.29	0.14	0.14	0.10	0.13	0.10	30.95	45.51	41.24	72.95	72.95	39.01
	M_U	4.42	2.06	2.06	1.52	1.92	1.52	924.48	690.29	625.51	1106.37	1106.37	591.62
	N_U	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	T_U	0.28	0.13	0.13	0.10	0.12	0.10	58.05	43.35	39.28	69.47	69.47	37.15
	M_U	3.40	1.58	1.58	1.17	1.48	1.17	711.14	530.99	481.16	851.05	851.05	455.10
	N_U	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	T_U	0.25	0.12	0.12	0.09	0.11	0.09	52.25	39.01	35.35	62.53	62.53	33.44
	M_U	2.43	1.13	1.13	0.84	1.05	0.84	507.96	379.28	343.69	607.89	607.89	325.07
	N_U	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	T_U	0.21	0.10	0.10	0.07	0.09	0.07	43.54	32.51	29.46	52.11	52.11	27.86
	M_U	1.55	0.72	0.72	0.54	0.67	0.54	325.09	242.74	219.96	389.05	389.05	208.04
	N_U	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	T_U	0.15	0.07	0.07	0.05	0.07	0.05	31.93	23.84	21.60	38.21	38.21	20.43
	M_U	0.83	0.38	0.38	0.28	0.36	0.28	172.71	128.95	116.85	206.68	206.68	110.52
	N_U	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	T_U	0.08	0.04	0.04	0.03	0.04	0.03	17.42	13.00	11.78	20.84	20.84	11.15
	M_U	0.29	0.14	0.14	0.10	0.13	0.10	60.95	45.51	41.24	72.95	72.95	39.01
	N_U	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

ملاحظة: يجب أن تضرب كافة العزوم بـ jy = 0.89

الفصل الأول

دراسة مقاومة الأحمال الأفقية بواسطة الإطارات

اعتمد الكود العربي السوري على الجمل الإنشائية الأساسية التالية في تحمل القوى الشاقولية ومقاومة القوى الأفقية للهزات الأرضية:

- الجمل الإطارية (الاطارات كافة أو جزء منها فقط تقاوم القوى الأفقية).
- الجمل المختلطة (الاطارات والجدران القصية تساهم في مقاومة القوى الأفقية).
- جدران حاملة (وتقاوم القوى الأفقية بواسطة الجدران القصية).
- المبانى الهيكلية (أعمدة جسور تتحمل القوى الشاقولية، وجدران قصية تتحمل القوى الناجمة عن الهزات الأرضية).

وقد تم استعراض طرق مقاومة القوى الأفقية بواسطة الجدران القصية في دورات عام /٢٠٠٠/ وسيتم في هذه الدورة استعراض مقاومة الهزات الأرضية بالجملة الإطارية فقط وذلك من خلال مثال عملي يوضح كافة الخطوات الواجب إجراؤها يدوياً أو بالحاسب لتصميم هذه الإطارات.

من المعلوم أن الإطار هو عبارة عن هيكل مؤلف من أعمدة وجسور مع اعتبار كافة الوصلات بينها هي عقد صلبة مقاومة للعزوم.

وقد أورد الكود بعض الاشتراطات، نؤكد عليها قبل المباشرة بتصميم الإطارات:

- يجب أن تقع مجموعة الأعمدة التي ستشكل الإطار على خط مستقيم واحد.
- يفضل استخدام تباعدات متكررة بين الأعمدة (استخدام الموديول).
- كما ينصح عملياً قبل المباشرة بالتصميم بتكبير أبعاد الأعمدة في الطوابق العلوية بأكثر من 50% من مساحة مقطع العمود المقترح للأحمال الشاقولية فقط، أو المحافظة على مقطع ثابت للعمود لكافة الطوابق.

ويمكن مشاركة كافة الإطارات أو جزء منها التي يختارها المهندس لمقاومة القوى الزلزالية، أما باقي الأعمدة والجسور فتعتبر لمقاومة القوى الشاقولية فقط ولا حاجة لتنفيذ عقد صلبة فيها.

ونذكر أنه في المباني العادية المحسوبة بشكل إطارات يمكن في حال كان ارتفاعها لا يزيد عن ١٦ م الاستغناء عن الحساب لمقاومة الزلازل شريطه تطبيق الاشتراطات الواردة في الكود العربي السوري وملحقاته.

مراحل التصميم :

١- إيجاد قوة القص القاعدي للمبنى.

٢- توزيع قوة القص القاعدي شاقولياً على الطوابق.

٣- التوزيع الأفقي لأحمال الزلازل وفق الصلابات النسبية بإستخدام احدى الطريقتين التاليتين:

أ. تحديد الصلابات للاطارات يدوياً مع اجراء التوزيع الأفقي لقوى الزلازل على كل إطار وفق الدور الستاتيكي.

ب. تحديد الصلابات للاطارات وفق الحاسب مع اجراء التوزيع الأفقي لقوى الزلازل على كل إطار وفق الدور الستاتيكي. وإيجاد القص النهائي الناتج عن القص المباشر والقص الناتج عن الفتل وبالإتجاهين.

٤- ايجاد الدور الديناميكي وإعادة توزيع القوى الأفقية بشكل نهائي (اختياري).

٥- إيجاد الجهود الناتجة عن القوى الشاقولية المصعدة والأفقية المصعدة لحالات التحميل:

$$U_1, U_2, U_3$$

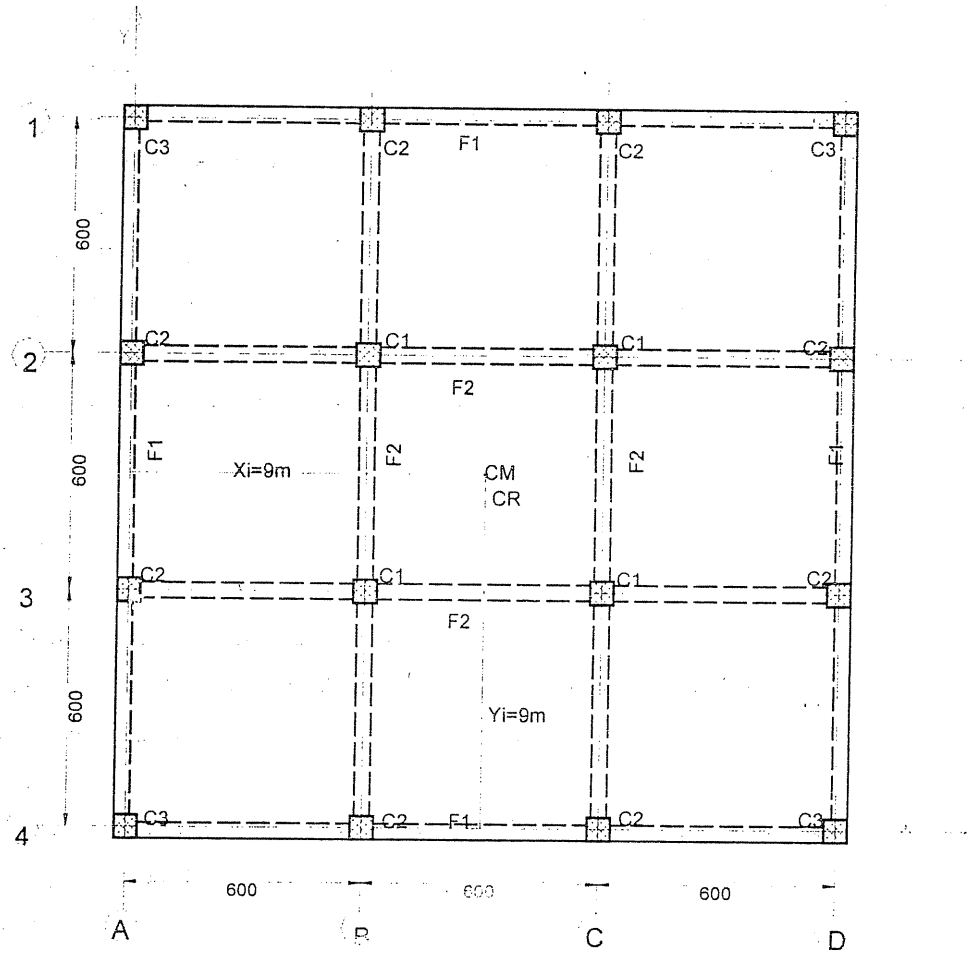
(مع اعتماد تحميل شطرنجي في حالة U_1 فقط للهيكل).

٦- تصميم الإطار وفق أكبر جهود حسب حالات التحميل بما في ذلك الأساسات مع الأخذ بعين الاعتبار اشتراطات الكود وملحقاته وخاصة إهمال مساهمة البيتون في تحمل القص وتحقيق شرط العمود الأقوى والجائز الأضعف في العقد الذي يؤمن تشكل المفاصل اللدنة في الجوائز فيما إذا تعرض المنشأ إلى قوى أكبر من القوى المصممة من أجلها.

مثال:

بناء صناعي مؤلف من أربعة طوابق متكررة. الجملة الإنشائية هيكلية اطارية ويتم مقاومة الأحمال الأفقية بواسطة الإطارات. يتم حساب الإطارات بشكل مستوي ، ارتفاع الطابق ٥ م — البلاطات مصمتة،

- الحمولة الحية ١٠٠٠ كغ/م^2
- الفولاذ محلزن حد مرونته ٣٠٠٠ كغ/سم^2
- البيتون المستخدم ذو مقاومة اسطوانية مميزة ١٨٠ كغ/سم^2
- تحمل التربة المسموح ٣ كغ/سم^2



١- إيجاد قوة القص القاعدي تحسب وفق العلاقة التالية:

$$V=Z\,I\,K\,C\,S\,W$$

تحديد الثوابت

$$Z=0.4$$
$$I=1.0$$
$$K=0.8$$
$$S=1.5$$

وحيث أن المنشأ منفذ من جمل إطارية من الخرسانة المسلحة وغير متصلة مع عناصر أخرى تمنعها عن الحركة تحت تأثير القوى الجانبية فيمكن تحديد الدور الأساسي للمنشأ وفق العلاقة التجريبية التالية:

$$T=0.1\,N$$

حيث N عدد طوابق المنشأ ويساوي في مثالنا أربعة.

وبالتالي:

$$T=0.1x4=0.4sec$$

$$Cx = Cy = \frac{1}{15\sqrt{T}} = \frac{1}{15\sqrt{0.4}} = 0.1054 < 0.12$$

$$0.06 \le KC \le 0.25$$
$$0.06 < 0.8 \times 0.1054 = 0.0843 < 0.25$$

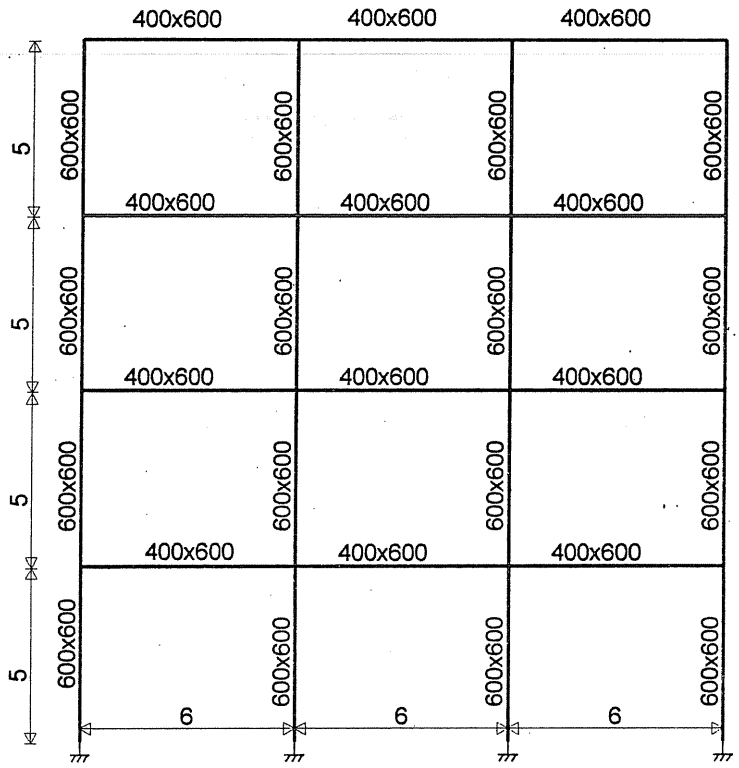
حساب الحمولات الميتة:

بلاطة سماكة ١٦ سم	$0.16 \times 2.5 = 0.40$ t/m^2
تغطية	0.15 t/m^2
من الجسور	0.125 t/m^2
من الأعمدة	0.10 t/m^2
من الجدار المحيطي	0.325 t/m^2
	$\sum DL = 1.1$ t/m^2
الحمولة الحية	1 t/m^2

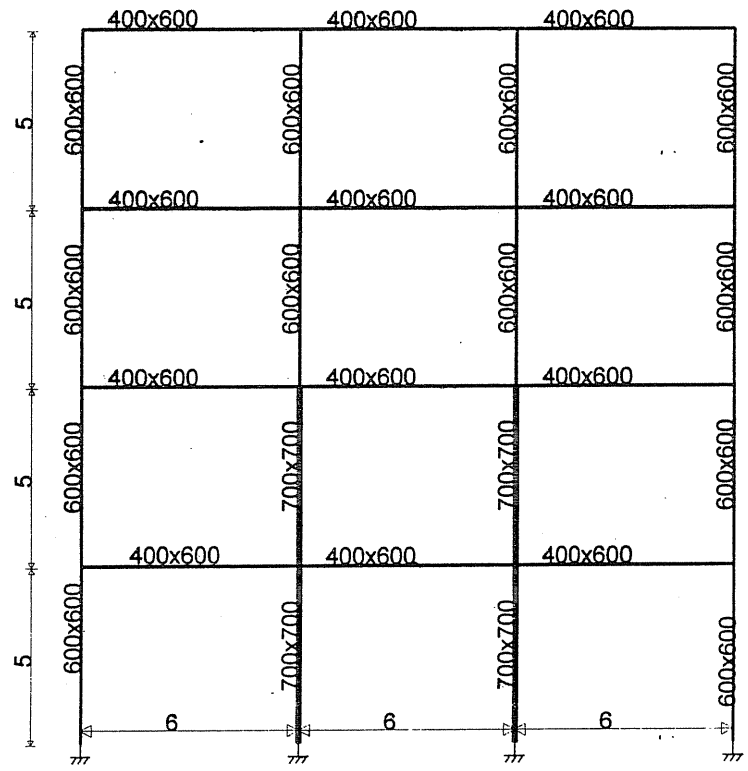
وبالتالي

$$\omega = DL + 0.25LL = 1100 + 0.25 \times 1000 = 1350 \quad \text{kg/m}^2$$

وبالتالي فإن مجمل الأحمال الميتة و 25 % من مجمل الأحمال الحية يكون:



مواصفات الإطار الخارجي F1



مواصفات الإطار الداخلي F2

للطابق الواحد

$$W_i = 18.6 \times 18.6 \times 1.35 = 467.05t$$

للمبنى كاملاً

$$W = 4 \times 467.05 = 1868.2t$$

قوة القص القاعدي في الاتجاه المدروس (في مثالنا القوة متساوية للاتجاهين)

$$V_x = V_y = 0.4 \times 1 \times 0.8 \times 1.5 \times 0.1054W = 0.050592W$$

$$= 0.050592 \times 1868.2 = 94.52\,t$$

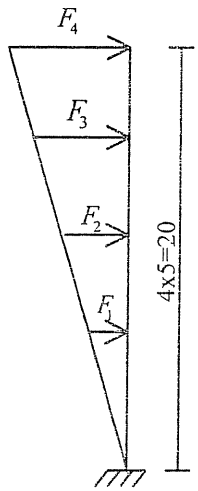
٢- توزيع قوة القص على كامل ارتفاع المنشأ:

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i}$$

$$F_t = 0$$

(حيث قيمة T أصغر من 0.7 ثانية)

وحيث أننا فرضنا الوزن الطابقي متساوي لكافة الطوابق ، يمكن اختصار العلاقة لتصبح :



$$F_x = \frac{h_x}{\sum_{i=1}^{n} h_i} V$$

$$F_4 = \frac{20}{20+15+10+5} V = \frac{20}{50} V = 0.4 \times 94.52 = 37.81t$$

$$F_3 = \frac{15}{50} V = 0.3V = 0.3 \times 94.52 = 28.36\,t$$

$$F_2 = \frac{10}{50} V = 0.2V = 0.2 \times 94.52 = 18.9\ t$$

$$F_1 = \frac{5}{50} V = 0.1V = 0.1 \times 94.52 = 9.45t$$

$$\sum F_i = V = 94.52t$$

في هذه المرحلة يجب الإشارة إلى ضرورة تدقيق البناء على الإنقلاب كما تم سابقاً عند دراسة مقاومة المباني للقوى الأفقية بواسطة الجدران القصية في دورات عام ٢٠٠٠ .

٣- توزيع القوى أفقياً:

سيتم توزيع القوة الأفقية بين الإطارات وفقاً لصلابتها وهناك عدة طرق لحساب صلابة كافة الإطارات ، وسنوضح فيما يلي طريقتين لذلك إحداهما يدوية والأخرى بمساعدة الحاسب:

الطريقة اليدوية

حساب صلابة الإطار F_1 خارجي:

نقوم أولاً بتحديد انتقال الإطار في الأعلى ومن ثم تحديد الصلابة .

الانتقال الناتج عن التشوه بسبب الإنعطاف

$$\Delta_B = \frac{Ph^2H}{12E_c\sum I_c}(F_s + F_g 2\lambda)$$

حيث:

- ΔB الانتقال في أعلى الإطار والناتج عن الانعطاف بسبب القوى الأفقية الزلزالية.
- P القوى الأفقية الإجمالية التي تسبب الانتقال(حصة الإفطار).
- h ارتفاع الطابق (يؤخذ الوسطي في حال اختلاف الارتفاعات شريطة أن لا يزيد اختلاف الإرتفاعات عن ٢٠٪)

H - الارتفاع الكلي للمبنى (وفق الارتفاع الذي حسب من أجله القص القاعدي).

Ec – معامل المرونة للبيتون معامل يونغ ويساوي :

$$E_c = 2.8\times10^6 \ t/m^2$$

- ΣIc مجموع عزوم عطالة الأعمدة في الطابق الأرضي للإطار.

Fs ، Fg – تابع يتعلق بنوع الحمولة ويحسب وفق التالي:

$$S = \frac{\text{Ic عطالة العمود في أعلى الإطار}}{\text{Ic عطالة العمود في أسفل الإطار}}$$

$$g = \frac{\text{Ib عطالة الجائز في أعلى الإطار}}{\text{Ib عطالة الجائز في أسفل الإطار}}$$

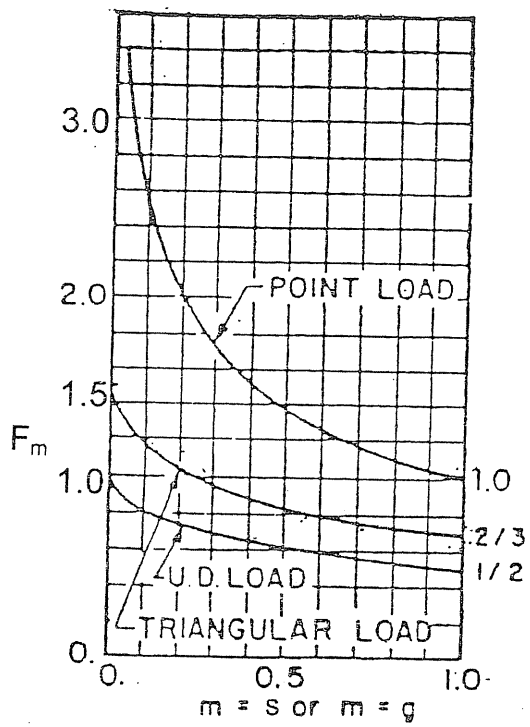
(يؤخذ المجاز الوسطي في حال إختلاف أطوال مجازات الجوائز حتى ٢٠٪)

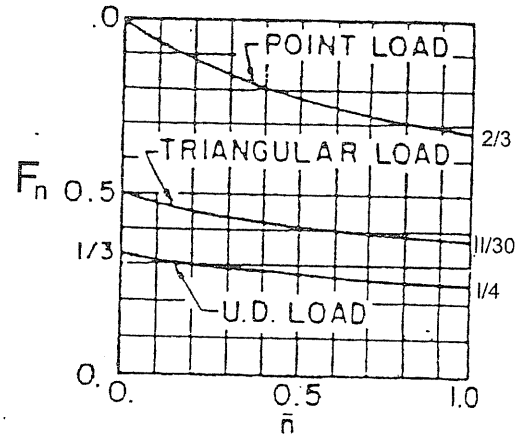
ومنه m=s أو m=g

$$F_S(m=s) = \frac{\log_e m}{m-1} + \frac{-\frac{3}{2} + 2m - \frac{m^2}{2} - \log_e m}{(m-1)^3}$$

$$F_g(m=g) = \frac{\log_e m}{m-1} + \frac{-\frac{3}{2} + 2m - \frac{m^2}{2} - \log_e m}{(m-1)^3}$$

أو أن تؤخذ من المنحنيات المرفقة لحالة حمولة مثلثية (هزات أرضية)





نحدد الانتقال الناتج عن التشوه بسبب القوة الناظمية

$$\Delta_A = \frac{PH^3 F_n}{E_c A_c B^2}$$

حيث F_n تابع يتعلق بشكل الحمولة

$$n = \text{نسبة} \quad \frac{\text{مساحة العمود الخارجي في أعلى الإطار}}{\text{مساحة العمود الخارجي في أسفل الإطار}}$$

Ac مساحة الأعمدة الخارجية في الطابق الأرضي

B عرض الإطار الكامل.

ويمكن تحديد Fn من المنحنيات المرفقة.

وبالتالي الانتقال الكلي:

$$\Delta = \Delta_B + \Delta_A$$

نحدد صلابةالإطار F1 خارجي

عزم عطالة العمود 0.6X0.6m

$$I_c = \frac{0.6 \times 0.6^3}{12} = 0.0108 m^4$$

عزم عطالة الجائز

$$I_b = \frac{0.4 \times 0.6^3}{12} = 0.0072 m^4$$

Σ Ib عزم عطالة الجسور في الطابق الأرضي للإطار.

l المسافة بين محاور الأعمدة

$$\lambda = \frac{\sum E_c \frac{I_c}{h}}{2 \sum E_b \frac{I_b}{l}} \qquad \lambda = \frac{4 \times \frac{0.0108}{5}}{2 \times 3 \times \frac{0.0072}{6}} = 1.2 < 5$$

$$S = \frac{\sum 4 \times 0.0108}{\sum 4 \times 0.0108} = 1 \quad ; \quad F_s = 0.666$$

$$g = \frac{3 \times 0.0072}{3 \times 0.0072} = 1 \quad ; \quad F_g = 0.666$$

$$\frac{\Delta_B}{P} = \frac{5^2 \times 20}{12 \times 2.8 \times 10^6 \times (4 \times 0.0108)} (0.666 + 0.666 \times 2 \times 1.2)$$

$$= 0.0003444 \times 2.26 = 0.000777$$

$$\frac{\Delta_A}{P} = \frac{20^3 \times 0.3667}{2.8 \times 10^6 \times 0.72 \times 18^{-2}} = 0.00000025$$

حيث :

$$n = \frac{0.72}{0.72} = 1 \qquad F_n = \frac{11}{30} = 0.3667$$

وبالتالي فإن قيمة التشوه بسبب القوة الناظمية صغير يمكن إهماله

نوجد صلابة إطار خارجي بفرض P=1t

$$K_F = \frac{P}{\Delta} = \frac{1}{0.000777} = 1287 \quad t/m$$

نحدد صلابة إطار F_2 داخلي:

عزم عطالة العمود 0.6x0.6m هو I_c=0.0108 m^4

عزم عطالة العمود 0.7x0.7m هو I_c=0.02 m^4

عزم عطالة الجائز 0.4x0.6m هو I_b=0.0072 m^4

$$\sum I_c = 2 \times 0.02 + 2 \times 0.0108 = 0.0616$$

I_b عزم عطالة الجسور في الطابق الأرضي

$$\lambda = \frac{\sum E_c \frac{I_c}{h}}{2\sum E_b \frac{I_b}{l}} = \frac{\frac{0.0616}{5}}{2\times 3\left(\frac{0.0072}{6}\right)} = 1.71$$

$$S = \frac{\text{Ic عطالة الأعمدة في الطابق الأخير}}{\text{Ic عطالة الأعمدة في الطابق الأرضي}}$$

Fs=0.75

$$S = \frac{4\times 0.0108}{0.0616} = 0.701$$

$$g = 1$$

Fg=0.666

$$\frac{\Delta_B}{P} = \frac{5^2\times 20}{12\times 2.8\times 10^6\times 0.0616}(0.75 + 0.666\times 2\times 1.71)$$

$$= 0.000731$$

$$\frac{\Delta_A}{P} = \frac{20^3\times 0.3667}{2.8\times 10^6\times 0.6\times 0.6\times 2\times 18^{-2}} = 0.00000025$$

يهمل لصغره

$$n = \frac{\text{مساحة العمود في أعلى الإطار}}{\text{مساحة العمود في أسفل الإطار}} = 1$$

Fn=0.366

$$\Delta = 0.000731$$

$$\sum K_F = 2\times 1287 + 2\times 1368 = 5310 \ {}^{t}/_{m}$$

مجموع الصلابات باتجاه x أو y:

$$K_F = \frac{P}{\Delta} = \frac{1}{0.000731} = 1368 \quad {}^{t}/_{m}$$

حصة الإطار الواحد الخارجي من القص المباشر

$$V_1' = \frac{1287}{5310}\times V = 0.2424V$$

حصة الإطار الواحد الداخلي من القص المباشر

$$V_2' = \frac{1368}{5310} = 0.2576V$$

$$V_1' = 22.9t \quad ; \quad V_2' = 24.35t$$

وحيث أن احداثيات مركز الثقل CM

$$X_m = Y_m = 9.3m$$

$$X_{CR}=\frac{\sum x\ K_y}{\sum K_y} \qquad Y_{CR}=\frac{\sum y\ K_x}{\sum K_x}$$

نقوم بإيجاد مركز صلابة المنشأة وفق العلاقة

$$X_{CR}=Y_{CR}=\frac{1287\times0+1368\times6+1368\times12+1287\times18}{5310}=9m$$

وحيث أن المبنى متناظر بالنسبة للإطارات وبالتالي ينطبق المركز CM مع CR ولكن يتوجب اعتماد وجود عزم فتل إضافي مطبق على بعد يساوي 0.05 من بعد البناء المتعامد مع القوة الجانبية

أي عزم الفتل:

$$e_x=e_y=0.05\times18.6=0.93m$$

$$M_{tx}=M_{ty}=0.93\times94.5=87.91\ t.m$$

نوجد قوة القص الناتج عن عزم الفتل الإضافي

$$K_1=1287\ {}^{t}/_{m} \qquad K_2=1368\ {}^{t}/_{m}$$

	رقم الإطار	X'_i m	Y'_i m	$X'_i\cdot k_{yi}$	$Y'_i\ k_{xi}\cdot$	$k_{iy}\cdot X'_i$	$k_{ix}\cdot Y'^2_i$	V''_{ix} T	V''_{iy} T
الموازنة للمحور Y	F 1-A	-9.0		-11583		104247		-2.2	
	F 2-B	-3.0		-4104		12312		-0.8	
	F 2-C	3.0		4104		12312		0.8	
	F 1-D	9.0		11583		104247		2.2	
الموازنة للمحور X	F 1-4		-9.0		-11583		104247		-2.2
	F 2-3		-3.0		-4104		12312		-0.8
	F 2-2		3.0		4104		12312		0.8
	F 1-1		9.0		11583		104247		2.2
Σ						233118	233118	Ip=466236	

حيث

- قوى القص الناتجة عن الدورانات في الجمل الانشائية

$$\left.\begin{aligned} V''_{ix}&=\frac{y'_i\ K_{xi}}{I_P}M_t\\ V''_{iy}&=\frac{x'_i\ K_{yi}}{I_P}M_t\end{aligned}\right\}$$

- عزم العطالة القطبي للمنشأ

$$I_P = \sum_{i=1}^{n} x_i'^2 K_{yi} + \sum_{i=1}^{n} y_i'^2 K_{xi}$$

- إحداثيات الإطارات بالنسبة لمركز الصلابة

$$x', \quad y'$$

نحدد قوى القص الكلية على الجملة الانشائية بالاتجاهين وحيث أننا استعملنا اللامركزية الأصغرية المساوية إلى ٠,٠٥ من بعد البناء المتعامد مع جهة القوة المأخوذة في الدراسة يجب جمع V''_{iy} و V''_{ix} بقيمهما المطلقة

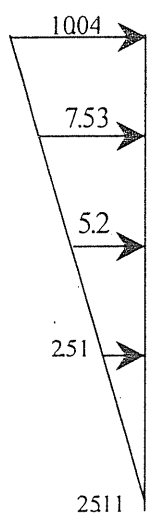
القص الكلي= القص المباشر+ القص الناتج عن الفتل

$$V_{ix} = V'_{ix} + V''_{ix}$$
$$V_{iy} = V'_{iy} + V''_{iy}$$

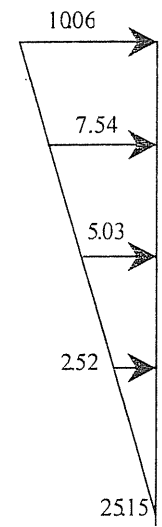
للإطار الخارجي F1 $\quad V_{iy} = V_{ix} = 22.9 + 2.2 = 25.1t$

للإطار الداخلي F2 $\quad V_{iy} = V_{ix} = 24.35 + 0.8 = 25.15t$

نقوم بتوزيع قوى القص شاقولياً على الإطارات (مباشر+ ناتج عن الفتل)



الإطار F_1 خارجي



الإطار F_2 داخلي

الدور الديناميكي (يدوياً):

نقوم بحساب الانتقال في أعلى الطوابق وذلك من العلاقة التالية بالنسبة للإطار ونأخذ الإطار الداخلي مثلاً

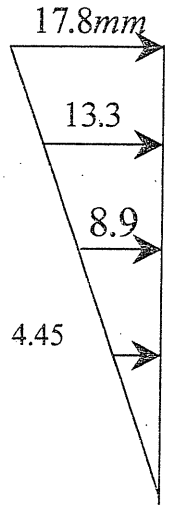
P- قيمة القص القاعدي للاطارF2

القوة الأفقية المؤثرة على الإطار F2

$$\Delta_2 = \frac{P}{K_F}$$

$$\Delta_2 = \frac{24350}{13680} = 1.78cm$$

باقي الانتقالات من تشابه المثلثات



القوة الكلية من القص القاعدي لكل طابق Fi

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^{\,2}}{g\left[\sum_{i=1}^{n-1} F_i \delta_i + (F_t + F_n)\delta_n\right]}}$$

$$T = 2\times 3.14\sqrt{\frac{467.05\left(0.0178^{-2} + 0.0133^{-2} + 0.0089^{-2} + 0.00445^{-2}\right)}{9.81\left(9.45\times 0.00445 + 18.9\times 0.0089 + 28.36\times 0.0133 + 37.81\times 0.0178\right)}}$$

$$= 2\times 3.14\sqrt{\frac{0.2768}{12.365}} = 0.94Sec$$

الانتقال المسموح:

$$\frac{h}{360} = \frac{500}{360} = 1.39cm$$

الانتقال النسبي:

$$\Delta = \delta_4 - \delta_3$$

الانتقال الفعلي:

$$\Delta = 1.78 - 1.33 = 0.45cm < 1.39cm$$

وبالتالي يكون الدور الوسطي والنهائي

$$T = \frac{0.4 + 0.94}{2} = 0.67Sec$$

ومنه

$$C_x = C_y = \frac{1}{15\sqrt{T}} = \frac{1}{15\sqrt{0.67}} = 0.081 < 0.12$$

وعليه تكون قوة القص القاعدي النهائية

Z I K S C

$$V_y = V_x = 0.4 \times 1.0 \times 0.8 \times 1.5 \times 0.08 \times W = 0.03888W =$$
$$0.03888 \times 1868.2 = 72.64t$$

القوة المركزة في الأعلى $F_t=0$ وبالتالي

حصة الإطار الخارجي F1 من القص المباشر $V_1^{'} = \frac{1}{4.16} \times 72.7 = 17.5t$

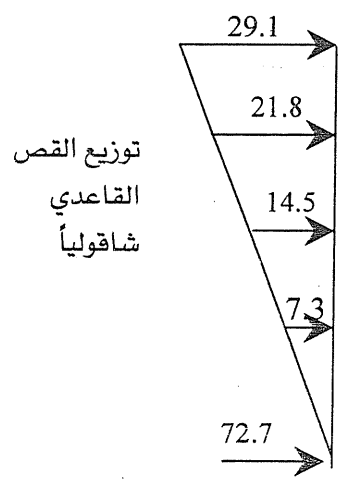
حصة الإطار الخارجي F2 من القص المباشر $V_2^{'} = \frac{1.08}{4.16} \times 72.7 = 18.9t$

$$M_{t_{x,y}} = 72.7 \times 0.93 = 67.6t.w$$

نوجد قوة القص الناتجة عن عزم الفتل الإضافي كما رأينا سابقاً

للإطار الخارجي F1 $V_{1x}^{''} = 1.7t$

للإطار الداخلي F2 $V_{2x}^{''} = 0.62t$

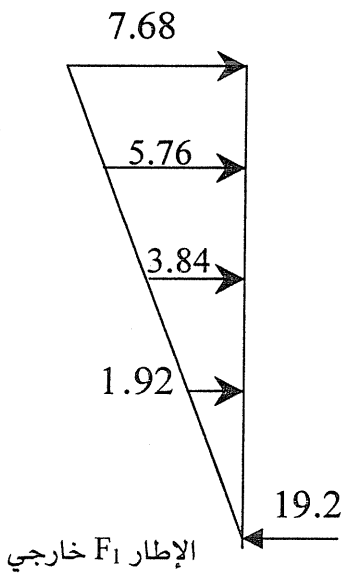


وبالتالي فإن قوة القص الكلية

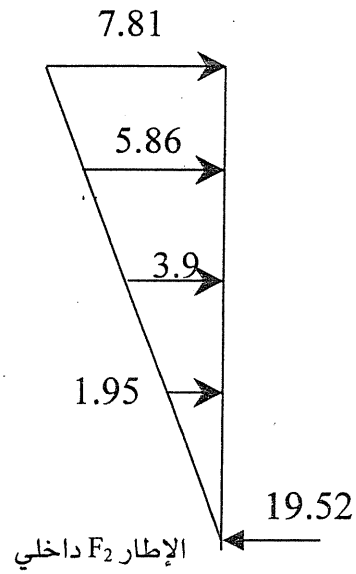
للإطار الخارجي F1 $V_{1x} = V_{1y} = 17.5 + 1.7 = 19.2t$

للإطار الداخلي F2 $V_{2x} = V_{2y} = 18.9 + 0.62 = 19.52t$

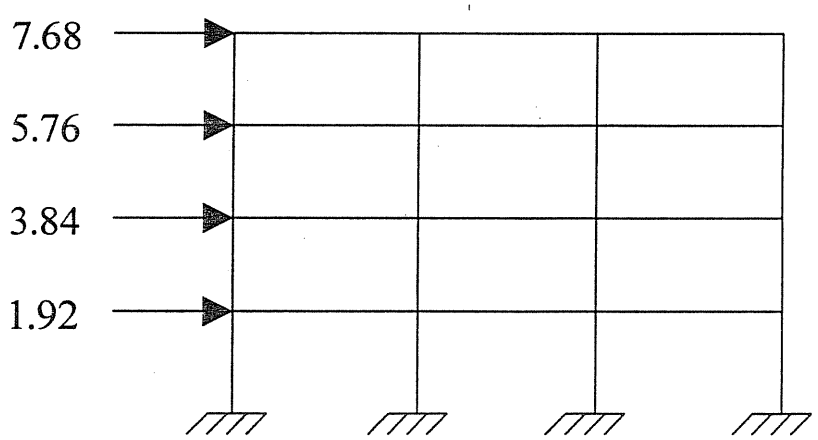
نقوم بتوزيع هذه القوة شاقولياً على الطوابق (مباشر+ فتل) وفق علاقة التوزيع الشاقولي.



الإطار F_1 خارجي



الإطار F_2 داخلي



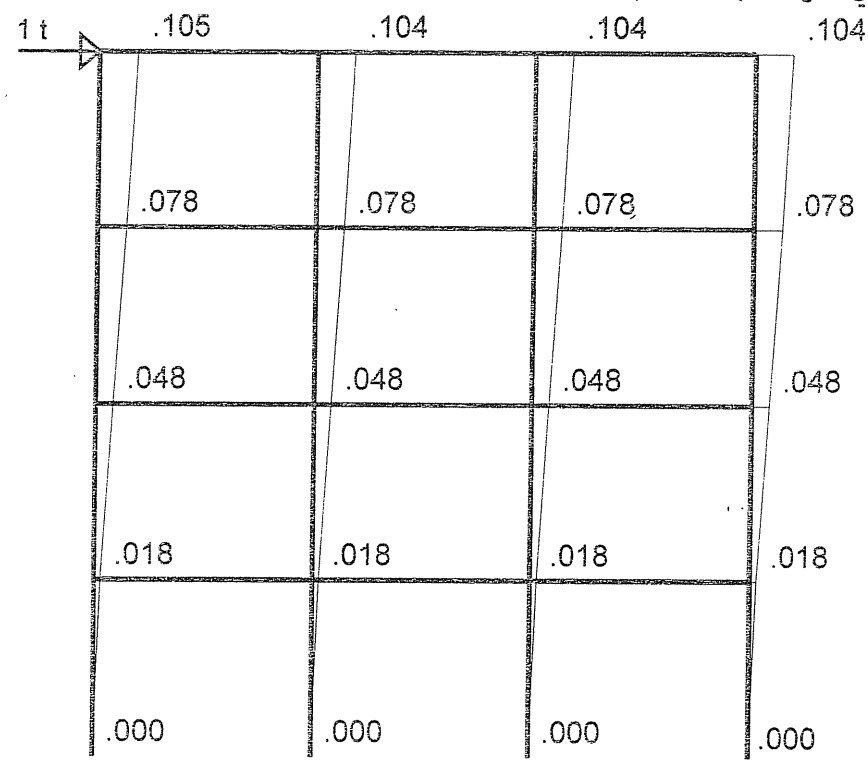
إطار خارجي F_1

يمكن حساب الجهود الناتجة عن القوى الزلزالية يدوياً بإحدى الطرق المعتمدة لذلك مثلاً طريقة الإطار البوابة portal frame أو العمود المكافئ أو استعمال الجداول الجاهزة . ثم نقوم بتصميم عناصر الإطار وفق ما سيرد لاحقاً في الفصل الثاني.

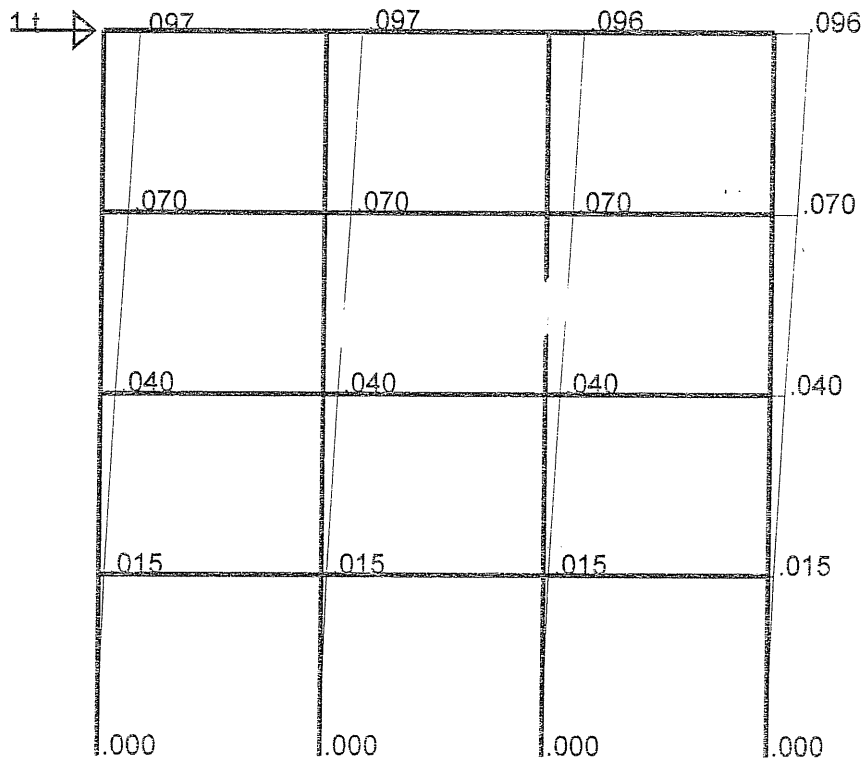
طريقة إستخدام الحاسب

تحديد الصلابات للاطارات:

نقوم بإدخال الإطار على الحاسب وتعريضه لقوة واحدية أفقية في أعلى الإطار ونوجد الانتقال في الطابق العلوي Δ ومنه نجد الصلابة:



مخطط الانتقالات من قوة واحدية F1



مخطط الانتقالات من قوة واحدية F2

$$K_F = \frac{1}{\Delta}$$

ويجب التنويه هنا إلى أن الكود العربي السوري يوصي بحساب عزم العطالة للأعمدة وفق أبعادها الهندسية وبافتراضها غير متشققة مع إهمال مساهمة التسليح، أما الجوائز فيحسب إما عزم العطالة المكافىء للقطاع المتشقق في منتصف المجاز أو يؤخذ 0.6 من عزم العطالة للقطاع غير المتشقق وبإهمال مساهمة التسليح. كما يوصي الكود استعمال جزء من البلاطة بصفة جناح للقطاع العرضي للجوائز يدخل في حساب عزم العطالة، وذلك للمجازات المتصلة مع بلاطات.

وفي مثالنا هذا تم تحديد ذلك للإطارات وتبين أن عزم العطالة لمقطع الجائز غير المتشقق يقارب عزم عطالة المقطع المتشقق مع وجود مساهمة البلاطة. بالتالي تم استعمال مقطع الجائز غير المتشقق للتبسيط. وكانت صلابات الإطارات على الشكل التالي:

$$\Delta_1 = 0.105cm \qquad \Delta_2 = 0.097cm$$

$$K_{F1} = \frac{1}{0.105} = 9.524\ {}^{t}/_{cm} = 952.4\ {}^{t}/_{m}$$

$$K_{F2} = \frac{1}{0.097} = 10.309\ {}^{t}/_{cm} = 1030.9\ {}^{t}/_{m}$$

مجموع الصلابات لكل اتجاه ، علماً بأنه بسبب التناظر يكون مجموع الصلابات للإتجاه X يساوي إلى مجموع الصلابات في الإتجاه Y .

$$\sum K = 2K_{F1} + 2K_{F2} = 2(952.4) + 2(1030.9) = 3966.6\ {}^{t}/_{m}$$

حصة الإطار الواحد من القص المباشر

$$(F_1) \qquad V_1' = \frac{952.4}{3966.6} \times V = 0.24V = 0.24 \times 94.52 = 22.70t$$

$$(F_2) \qquad V_2' = \frac{1030.9}{3966.6} \times V = 0.26V = 0.26 \times 94.52 = 24.57t$$

تحقيق: $2 \times (V'_{F1} + V'_{F2}) = 2 \times (22.7 + 24.57) = 94.52\ t$

<u>ايجاد مركز الصلابة للمبنى:</u>

يحسب موقع مركز صلابة المبنى $Xcr,\ Ycr$ من العلاقتين:

$$X_{CR} = \frac{\sum x\ K_y}{\sum K_y} \qquad Y_{CR} = \frac{\sum y\ K_x}{\sum K_x}$$

$$X_{CR} = Y_{CR} = \frac{952.4 \times 0 + 1030.9 \times 6 + 1030.9 \times 12 + 952.4 \times 18}{3966.6} = 9m$$

حيث تم اعتماد مبدأ الإحداثيات في مركز العمود الزاوي.

وحيث أن المبنى متناظر بالنسبة للإطارات وبالتالي ينطبق مركز الكتلة CM مع مركز الصلابة CR ولكن يتوجب اعتماد وجود عزم فتل إضافي ينتج عن تطبق أحمال الزلازل على بعد يساوي 0.05 من بعد البناء المتعامد مع القوة الجانبية . أي أن عزم الفتل:

$$e_x = e_y = 0.05 \times 18.6 = 0.93m$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.93 \times 94.52 \quad [illegible]$$

نوجد قوة القص الناتج عن عزم الفتل الإضافي حيث:

$$K_{F1} = 952.4 \ {}^{t}/_{m} \qquad K_{F2} = 1030 \ [illegible]$$

الإطار	X'_i m	Y'_i m	$X'_i \cdot k_{yi}$	$Y'_i k_{xi} \cdot$	k [illegible]	k [illegible]	V'' [illegible] T	V''_{iy} T
F_{1-A}	-9.0	-	-8572	-	77144	-	-	-2.18
F_{2-B}	-3.0	-	-3093	-	9278	-	-	-0.79
F_{2-C}	3.0	-	3093	-	9278	-	-	0.79
F_{1-D}	9.0	-	8572	-	77144	-	-	2.18
F_{1-4}	-	-9.0	-	-8572	-	77144	-2.18	-
F_{2-3}	-	-3.0	-	-3093	-	9278	-0.79	-
F_{2-2}	-	3.0	-	3093	-	9278	0.79	-
F_{1-1}	-	9.0	-	8572	-	77144	2.18	-
				$\Sigma =$	172845	172845		

حيث:

- V''_{ix} و V''_{iy} قوى القص الناتجة عن الدورانات في الجمل الانشائية

$$\left.\begin{aligned} V''_{ix} &= \frac{y'_i \ K_{xi}}{I_P} M_t \\ V''_{iy} &= \frac{x'_i \ K_{yi}}{I_P} M_t \end{aligned}\right\}$$

- I_p عزم العطالة القطبي للمنشأ

$$I_P = \sum_{i=1}^{n} K_{yi} x'^2_i + \sum_{i=1}^{n} K_{xi} y'^2_i = 172845 + 172845 = 345690$$

- إحداثيات الإطارات بالنسبة لمركز الصلابة

$$x', \quad y'$$

نحدد قوى القص الكلية على الجملة الإنشائية بالاتجاهين وحيث أننا استعملنا اللامركزية الأصفرية المساوية إلى 0.05 من بعد البناء المتعامد مع جهة القوة المأخوذة في الدراسة يجب جمع V''_{iy} و V''_{ix} بقيمهما المطلقة. القص الكلي= القص المباشر+ القص الناتج عن الفتل

$$V_{ix} = V'_{ix} + V''_{ix}$$

$$V_{iy} = V'_{iy} + V''_{iy}$$

للإطار الخارجي F_1 $\qquad V_{iy} = V_{ix} = 22.7 + 2.18 = 24.88\,t$

للإطار الداخلي F_2 $V_{iy} = V_{ix} = 24.57 + 0.79 = 25.36\,t$

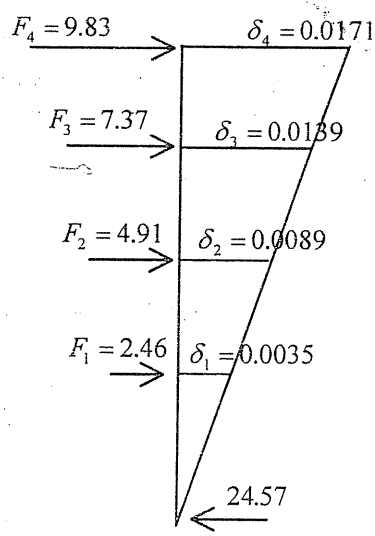
الدور الديناميكي : يمكن حساب قيمة الدور الأساسي للمنشأ اعتماداً على خصائصه الديناميكية من العلاقة

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^2}{g\left[\sum_{i=1}^{n-1} F_i \delta_i + (F_t + F_n)\delta_n\right]}}$$

حيث F_i هي القوة الكلية من القص القاعدي لكل طابق

لإيجاد الدور الديناميكي نقوم بتحديد الإنتقالات للمبنى وفق القوى الأفقية الناتجة عن الدور الستاتيكي، وحيث الإنتقال لأي اطار هو نفسه للمبنى كاملاً، لذلك سنقوم مثلاً بتحديد الإنتقالات للإطار F2 من تأثير القوى الأفقية الناتجة عن القص المباشر فقط.

سابقاً من
T=0.4 sec
V=94.52 t



حصة F_2 من
القص المباشر

$$T = 2 \times 3.14 \sqrt{\frac{467.05\left(0.0171^2 + 0.0139^2 + 0.0089^2 + 0.0035^2\right)}{9.81(9.45 \times 0.0035 + 18.9 \times 0.0089 + 28.36 \times 0.0139 + 37.81 \times 0.0171)}}$$

$$= 2 \times 3.14 \sqrt{\frac{0.267}{12.24}} = 0.93\ Sec$$

وبالتالي يكون الدور الوسطي والنهائي

$$T = \frac{0.4 + 0.93}{2} = 0.665\ Sec$$

ومنه

$$C_x = C_y = \frac{1}{15\sqrt{T}} = \frac{1}{15\sqrt{0.665}} = 0.082 < 0.12$$

وعليه تكون قوة القص القاعدي النهائية

$$V_y = V_x = \overset{Z}{0.4} \times \overset{I}{1.0} \times \overset{K}{0.8} \times \overset{S}{1.5} \times \overset{C}{0.082} \times W = 0.039W =$$
$$0.039 \times 1868.2 = 72.8\,t$$

القوة المركزة في الأعلى $F_t=0$ وبالتالي:

حصة الإطار الخارجي F_1 من القص المباشر $V_1' = \frac{952.4}{3966.6} \times 72.8 = 17.5\,t$

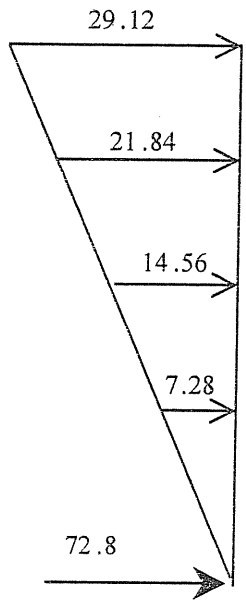
حصة الإطار الداخلي F_2 من القص المباشر $V_2' = \frac{1030.9}{3966.6} \times 72.8 = 18.9\,t$

$$M_{t_{x,y}} = 72.7 \times 0.93 = 67.6t.m$$

نوجد قوة القص الناتجة عن عزم الفتل الإضافي كما رأينا سابقاً

- للإطار الخارجي F_1 $V_{1x}'' = 1.68t$
- للإطار الداخلي F_2 $V_{2x}'' = 0.62t$

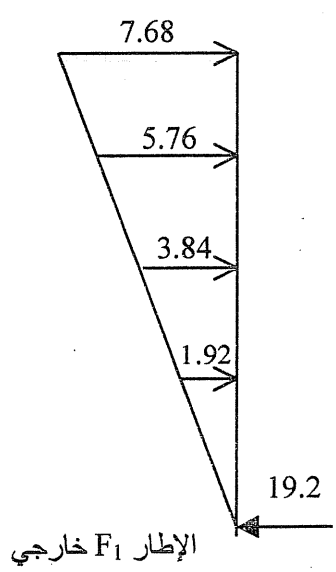
توزيع القص القاعدي شاقولياً من الدور الوسطي



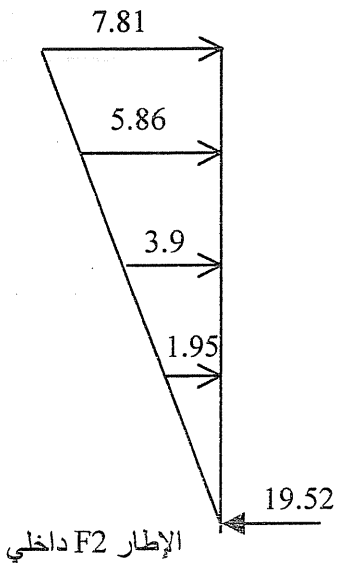
وبالتالي فإن قوة القص الكلية

- للإطار الخارجي F_1 : $V_{1x} = V_{1y} = 17.5 + 1.68 = 19.2t$
- للإطار الداخلي F_2 : $V_{2x} = V_{2y} = 18.9 + 0.62 = 19.52t$

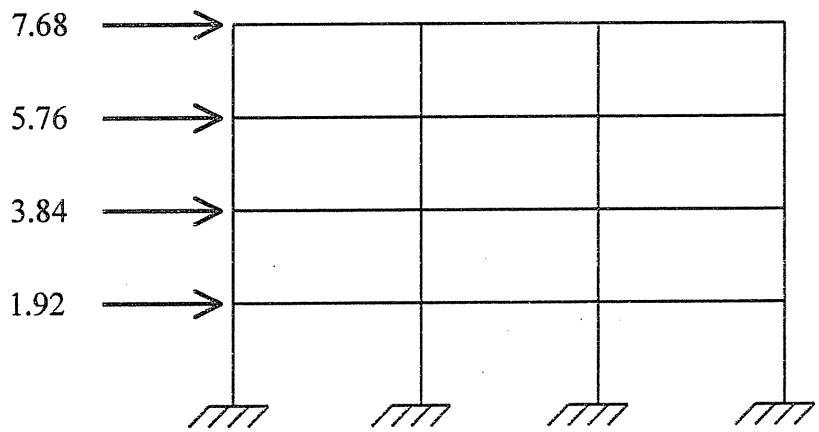
نقوم بتوزيع هذه القوة شاقولياً على الطوابق (مباشر+فتل) وفق علاقة التوزيع الشاقولي.



الإطار F_1 خارجي



الإطار F2 داخلي



إطار خارجي F_1

٥- ايجاد الجهود الناتجة عن القوى الأفقية والشاقولية المصعدة وفق التراكيب التالية:

$$U_1 = 1.5G + 1.8P$$
$$U_2 = 0.8(1.5G + 1.8P \pm 1.8 \times 1.1S)$$
$$U_3 = 0.9G \pm 1.4 \times 1.1S$$

بعد ذلك، نقوم بتصميم الإطار على حالة التحميل التي تعطي أكبر جهود آخذين بعين الاعتبار الاشتراطات الواردة في الكود العربي السوري وملحقاته وخاصة تحقيق ما يلي:

- يجب أن لا يزيد الفرق (As-As') في أي مقطع حرج في جوائز الإطارات عن نصف مساحة التسليح التوازنية.
- يجب استخدام تسليح تعليق في الجوائز لا تقل نسبته عن ٠,١٥ من تسليح الشد.
- يجب أن يمد التسليح المشدود أو المضغوط في أي مقطع حرج في الجائز مسافة لا تقل عن سبعين مرة قطر التسليح في الاتجاهين.

- يهمل مساهمة الخرسانة τ_0 في تحمل القص.
- يجب تحقيق عقد الإطارات، لذلك ينصح أن تختار الأبعاد النسبية لأعمدة وجوائز كل عقدة في المنشأ الإطاري والتسليح لتحقيق الشرط التالي:

$$\frac{M_{c1}+M_{c2}}{M_{b1}+M_{b2}} \geq 1.1$$

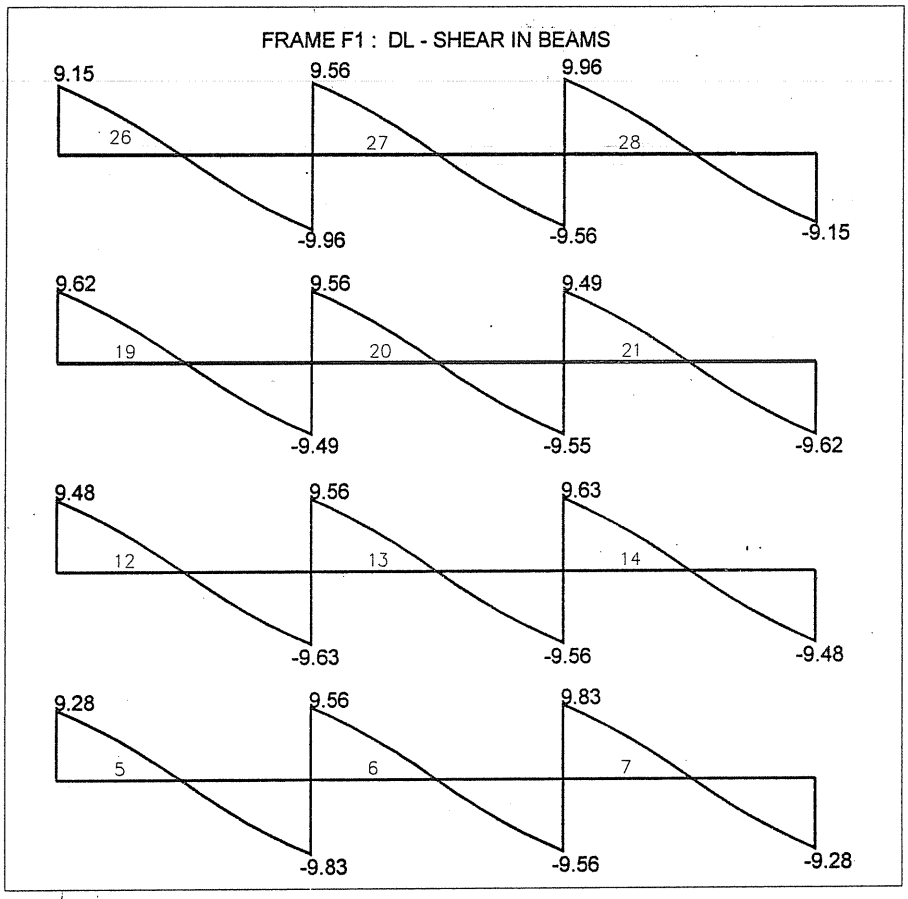
حيث M_{ci} عزم المقاوم لكل عمود يتصل بالعقدة i

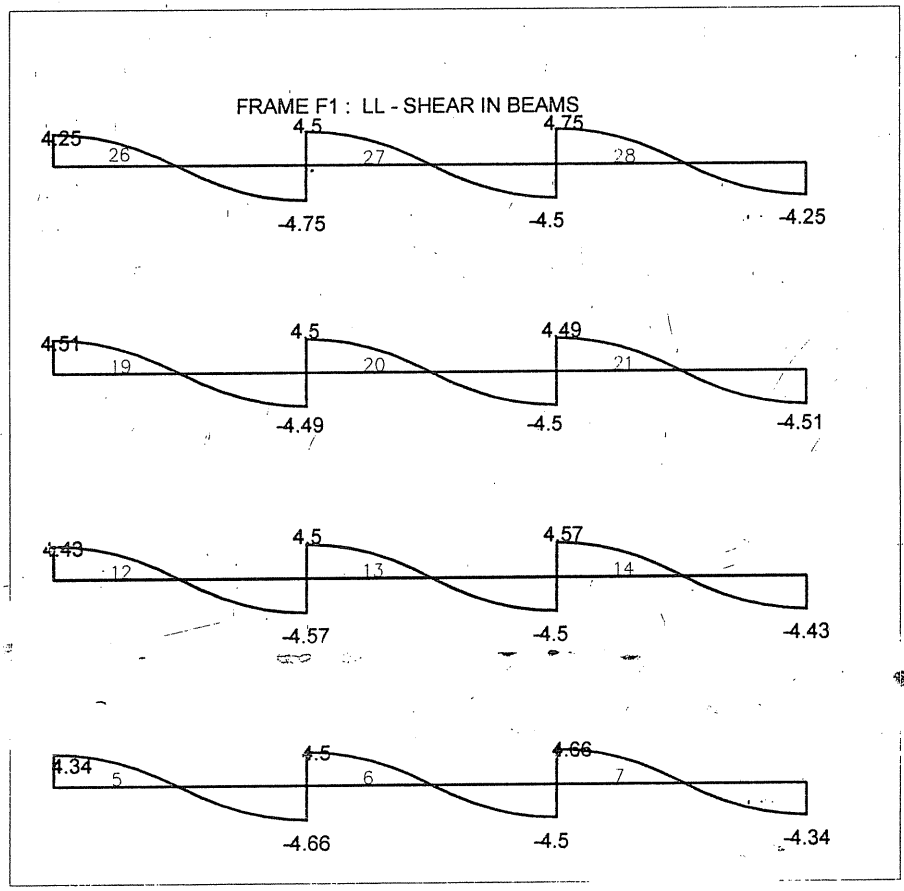
حيث M_{bi} عزم المقاوم لكل جائز يتصل بالعقدة i

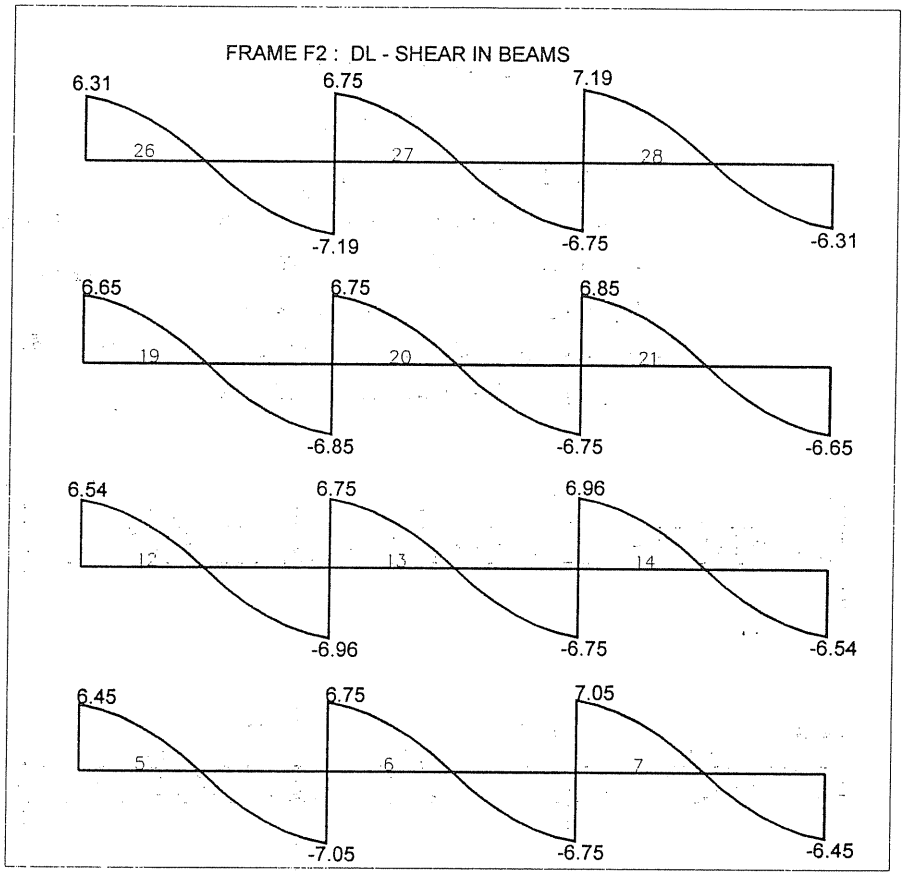
حالات التحميل الرئيسية :

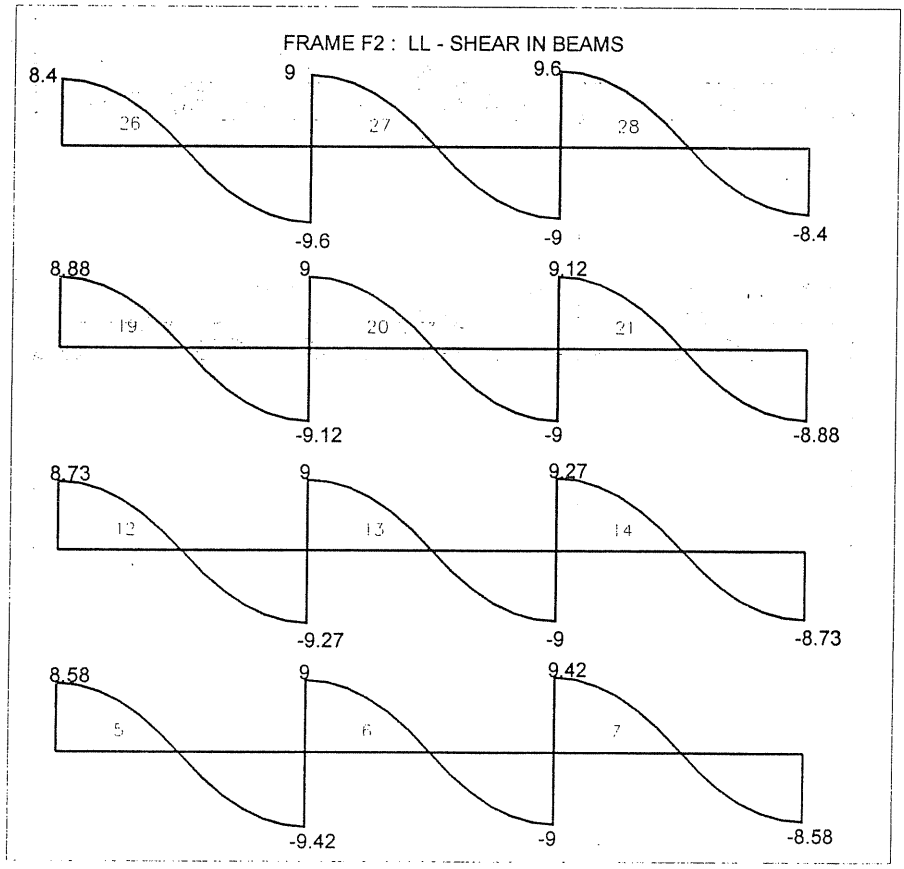
يتم نقل الحمولات من البلاطات والجدران المحمولة إلى جوائز الإطارات بحمولات مثلثية وموزعة بانتظام وذلك من أجل كل حالة من حالات التحميل الرئيسية الميتة والحية. ويجب الانتباه إلى أنه من الضروري إدخال حمولات الجوائز العرضية (العمودية على مستوي الإطار المدروس) ضمن حمولات الإطار حتى تنتج لدينا حمولات كاملة على الأعمدة. يتم ذلك بحل الإطارات أولاً بحمولات الجوائز فقط، ونستخدم قوى القص في الجوائز كحمولات مركزة على عقد الإطارات العمودية عليها (المخططات في الصفحات التالية تبين قيم قوى القص التي تم استنتاج الحمولات المركزة منها).

- يتم ايجاد الجهود وفق التسلسل التالي :
  - ادخال الحمولات الميتة DL للإطارين F1 و F2
  - ادخال الحمولات الحية LL للإطارين F1 و F2
  - ادخال الحمولات الأفقية النهائية التي حصلنا عليها سابقاً وهي حصة كل اطار من القص المباشر و القص الناتج عن الفتل بعد توزيعها شاقولياً لكل من الإطار F1 و F2 .
  - ادخال التراكيب U1, U2, U3 .


FRAME F1 : DL - SHEAR IN BEAMS
9.15
9.56
9.96
26
27
28
-9.96
-9.56
-9.15
9.62
9.56
9.49
19
20
21
-9.49
-9.55
-9.62
9.48
9.56
9.63
12
13
14
-9.63
-9.56
-9.48
9.28
9.56
9.83
5
6
7
-9.83
-9.56
-9.28


FRAME F1 : LL - SHEAR IN BEAMS
4.25
4.5
4.75
26
27
28
-4.75
-4.5
-4.25
4.51
4.5
4.49
19
20
21
-4.49
-4.5
-4.51
4.43
4.5
4.57
12
13
14
-4.57
-4.5
-4.43
4.34
4.5
4.66
5
6
7
-4.66
-4.5
-4.34


FRAME F2 : DL - SHEAR IN BEAMS
6.31
6.75
7.19
26
27
28
-7.19
-6.75
-6.31
6.65
6.75
6.85
19
20
21
-6.85
-6.75
-6.65
6.54
6.75
6.96
12
13
14
-6.96
-6.75
-6.54
6.45
6.75
7.05
5
6
7
-7.05
-6.75
-6.45


FRAME F2 : LL - SHEAR IN BEAMS
8.4
9
9.6
26
27
28
-9.6
-9
-8.4
8.88
9
9.12
19
20
21
-9.12
-9
-8.88
8.73
9
9.27
12
13
14
-9.27
-9
-8.73
8.58
9
9.42
5
6
7
-9.42
-9
-8.58

حمولات الإطار F1

الاطار : F1 الخارجي

الحمولات الميتة DL

-وزن ذاتي للجدار 3.2X0.25X2.2=1.76 t/ml

-الحمولة المثلثية = 0.55X3=1.65 t/ml

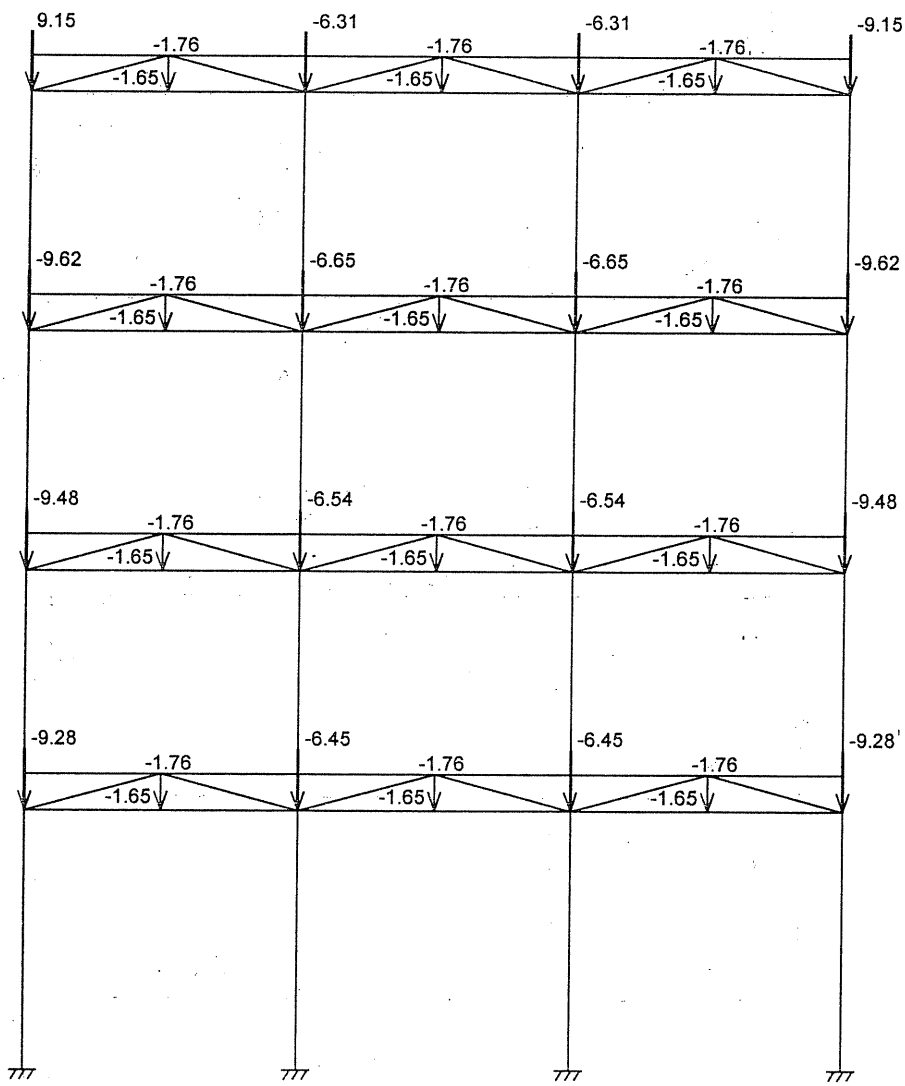
- الحمولات المركزة في العقد الداخلية هي مجموع قوى القص الحمولة الميتة للاطار F2 على F1

- الحمولات المركزة في العقد الخارجية هي مجموع قوى القص الحمولة الميتة للاطار F1 على F1

MN/ELEM

LOAD= 1

UNIT ME MT



الاطار : F1 الخارجي

الحمولات الحية: LL

-الحمولة المثلثية = 1X3=3 t/ml

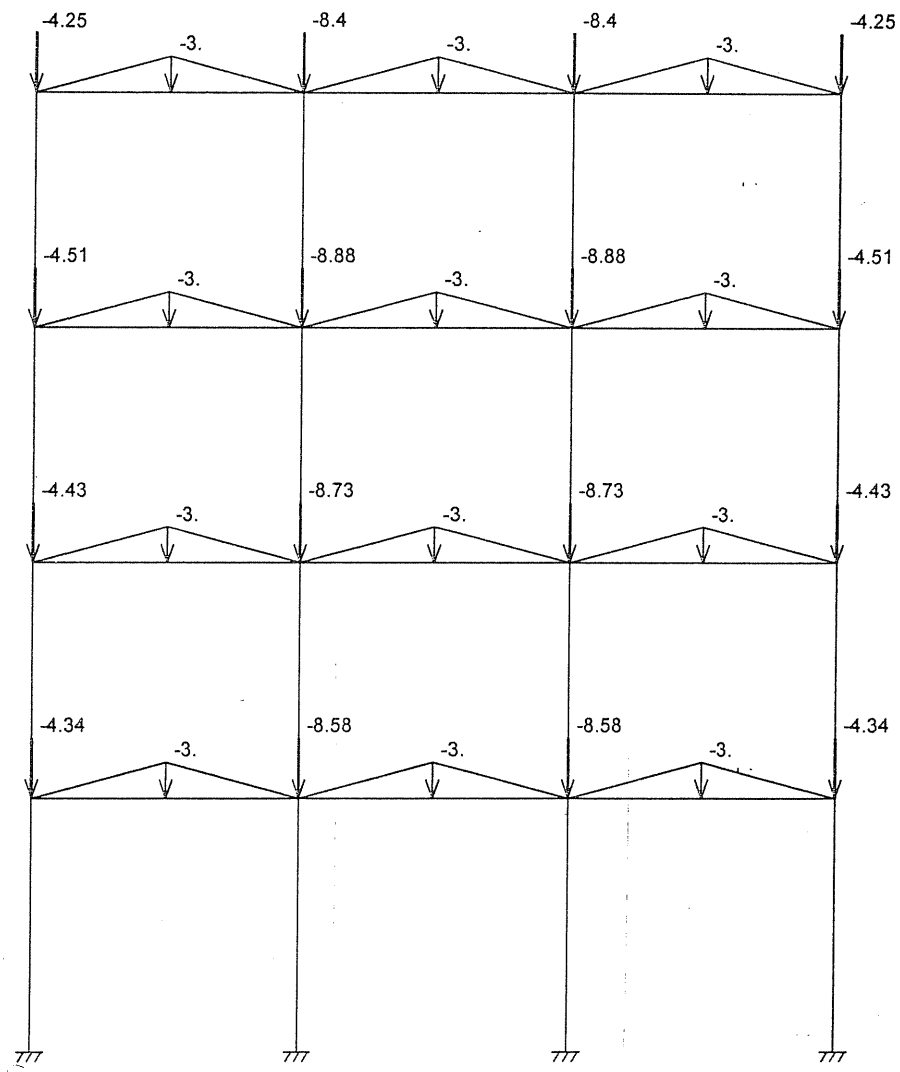
- الحمولات المركزة في العقد الداخلية هي مجموع قوى القص للحمولة الحية للاطار F2 على F1

- الحمولات المركزة في العقد الخارجية هي مجموع قوى القص للحمولة الحية للاطار F1 على F1

MN/ELEM

LOAD= 2

UNIT ME MT



الاطار F2 الداخلي

الحمولات الميتة DL

-الحمولة المثلثية = 2X0.55X3=3.3 t/ml

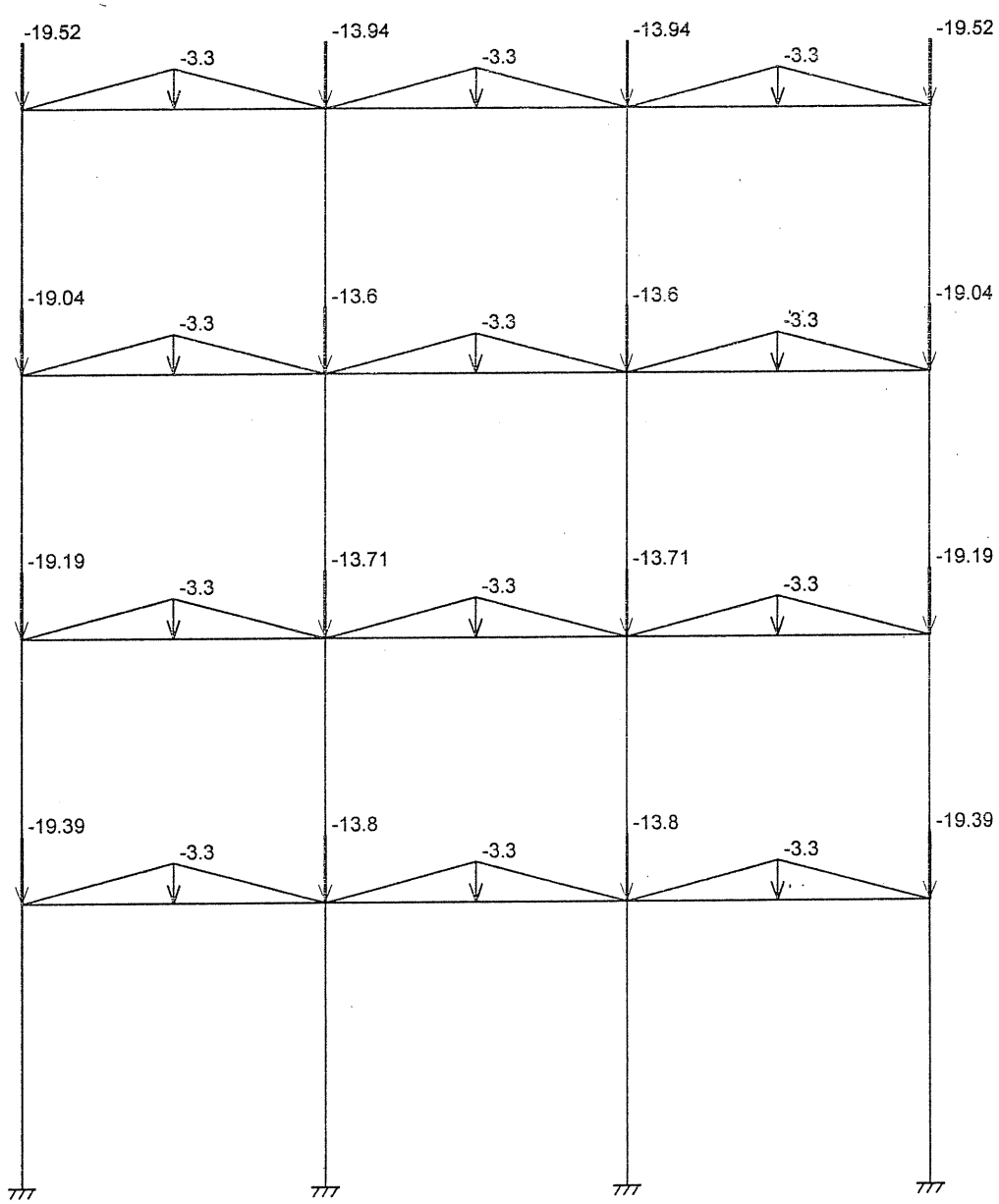
- الحمولات المركزة في العقد الداخلية هي مجموع قوى القص االحمولة الميتة للاطار F2 على F2

- الحمولات المركزة في العقد الخارجية هي مجموع قوى القص االحمولة الميتة للاطار F1 على F2

MN/ELEM

LOAD= 1

UNIT ME MT



الاطار F2 الداخلي

الحمولات الحية: LL

MN/ELEM

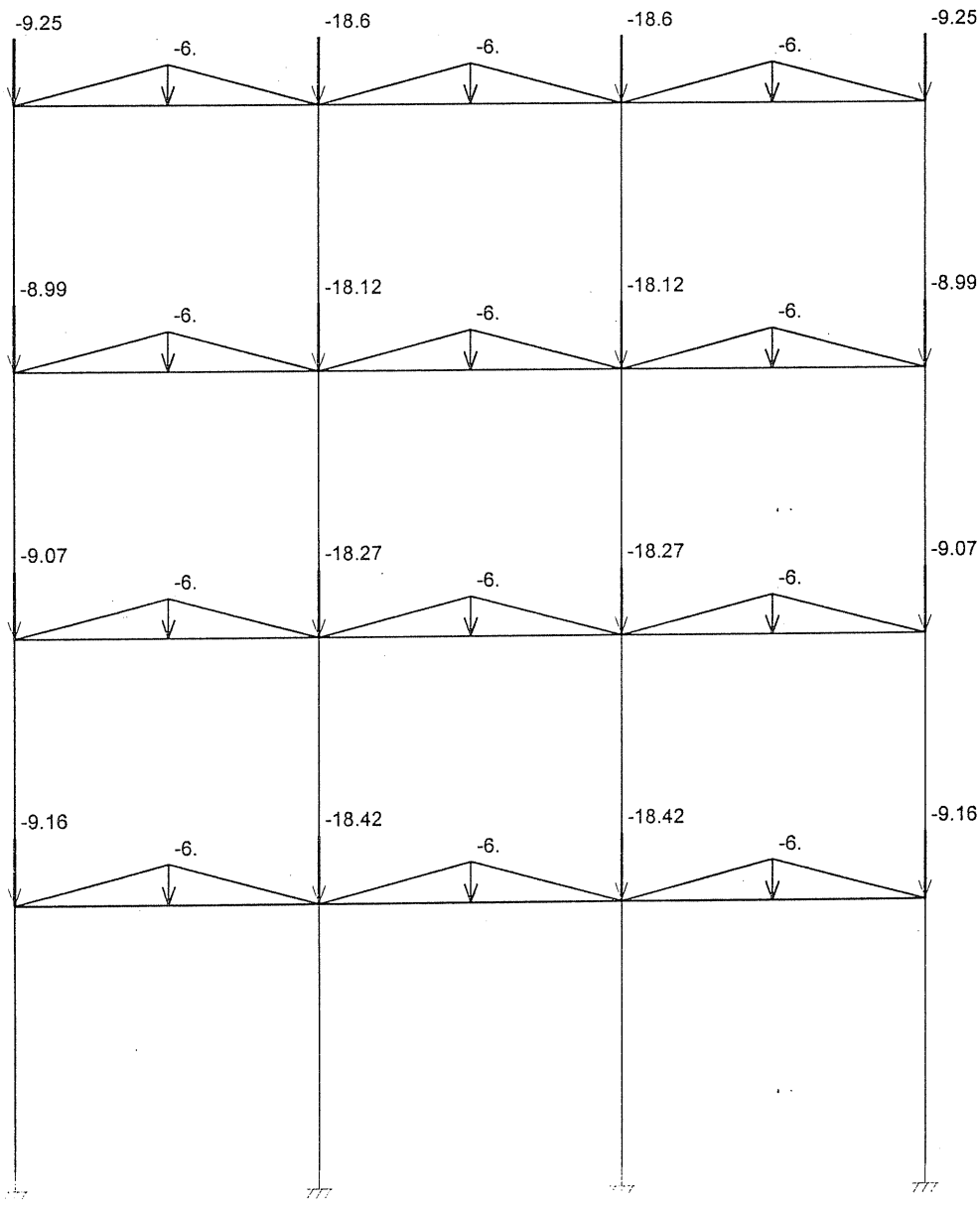
LOAD= 2

UNIT ME MT

-الحمولة المثلثية = 2X3=6 t/ml

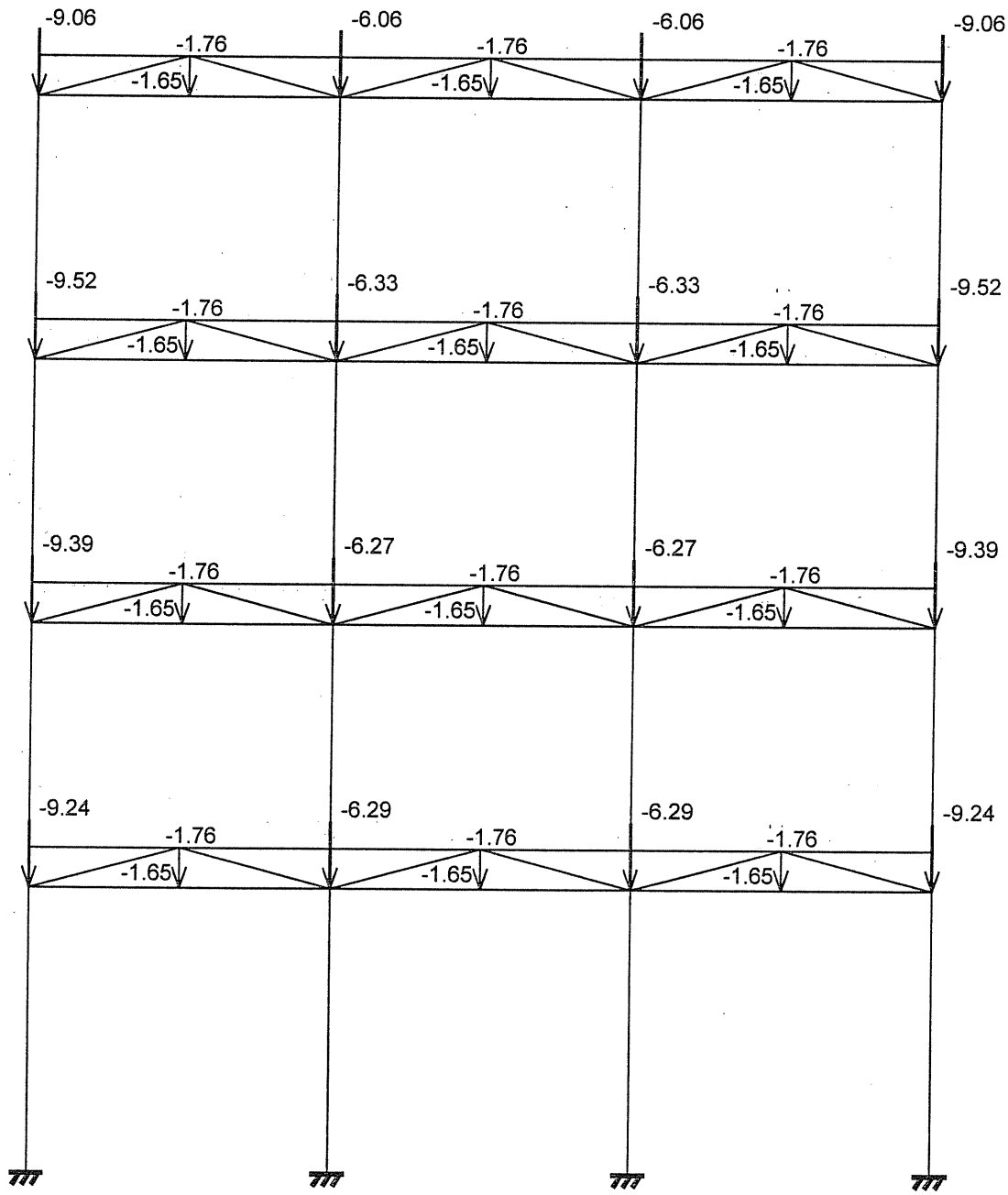
- الحمولات المركزة في العقد الداخلية هي مجموع
قوى القص للحمولة الحية للاطار F2 على F2

- الحمولات المركزة في العقد الخارجية هي مجموع
قوى القص للحمولة الحية للاطار F1 على F2

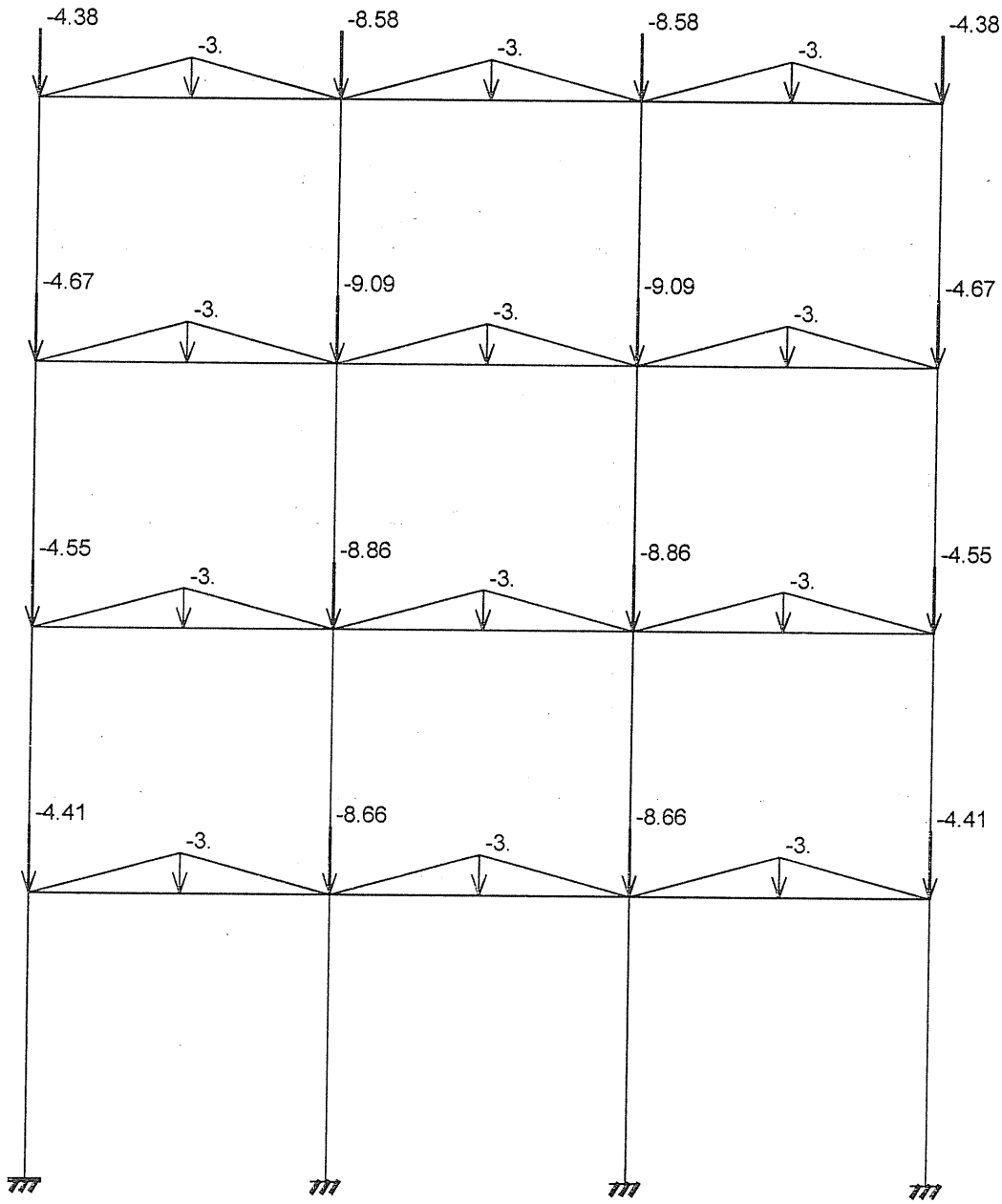


ملاحظة : بعد إدخال القوى الناظمية على عقد الإطارات سينتج قيم جديدة لقوى القص في الجيزان ناتجة عن تقاصر الأعمدة الغير متساوي مما يؤدي إلى تغيير قيم مخطط قوى القص بشكل طفيف وبالتالي تغيير في القوى الناظمية المحسوبة منها . ويجب في هذه الحالة إعادة إدخال قيم القوى الناظمية المعدلة إلى الإطارات. المخططات التالية تبين القوى المطبقة بوضعها النهائي بعد التعديل.

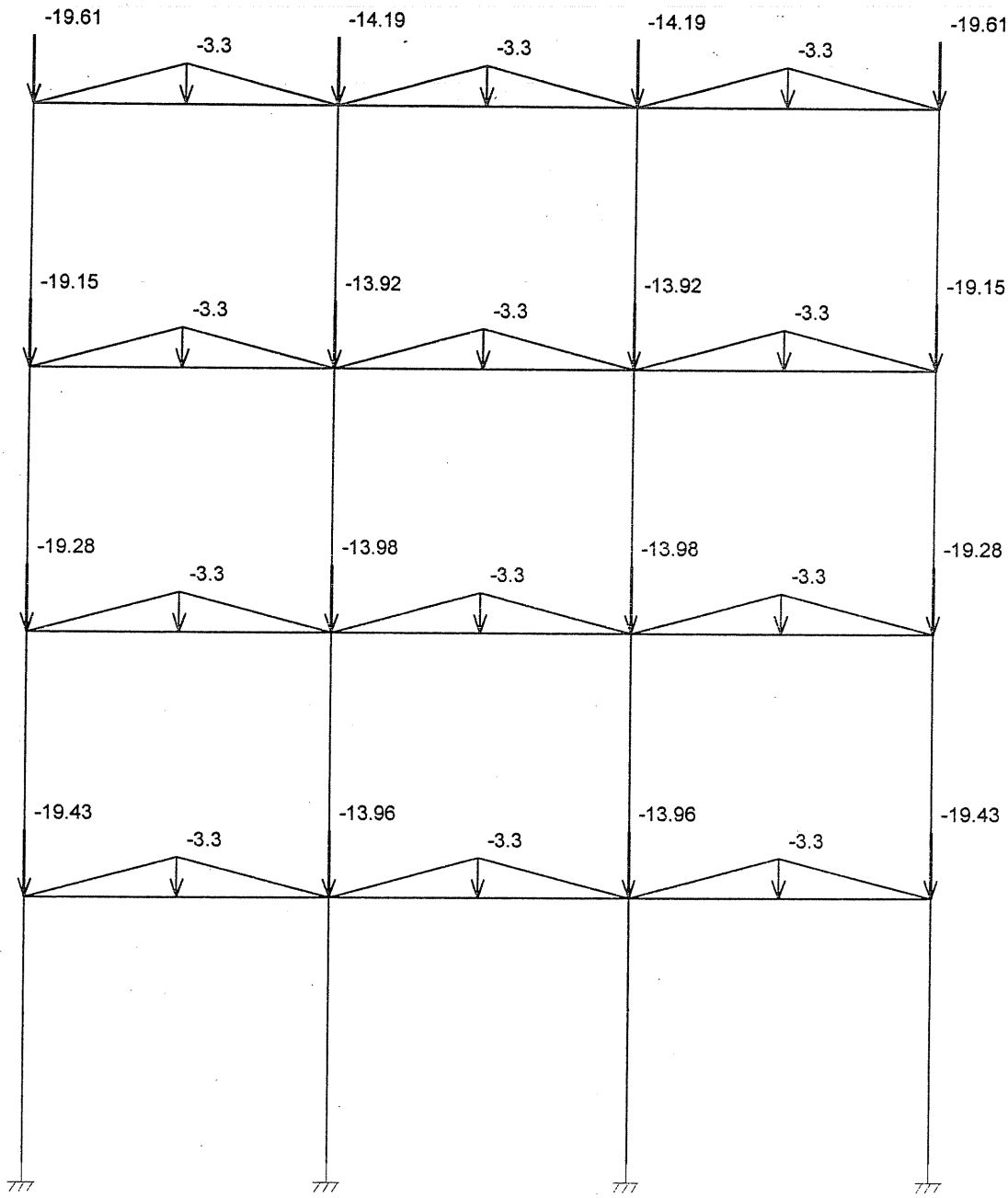
FRAME F1 - DEAD LOAD



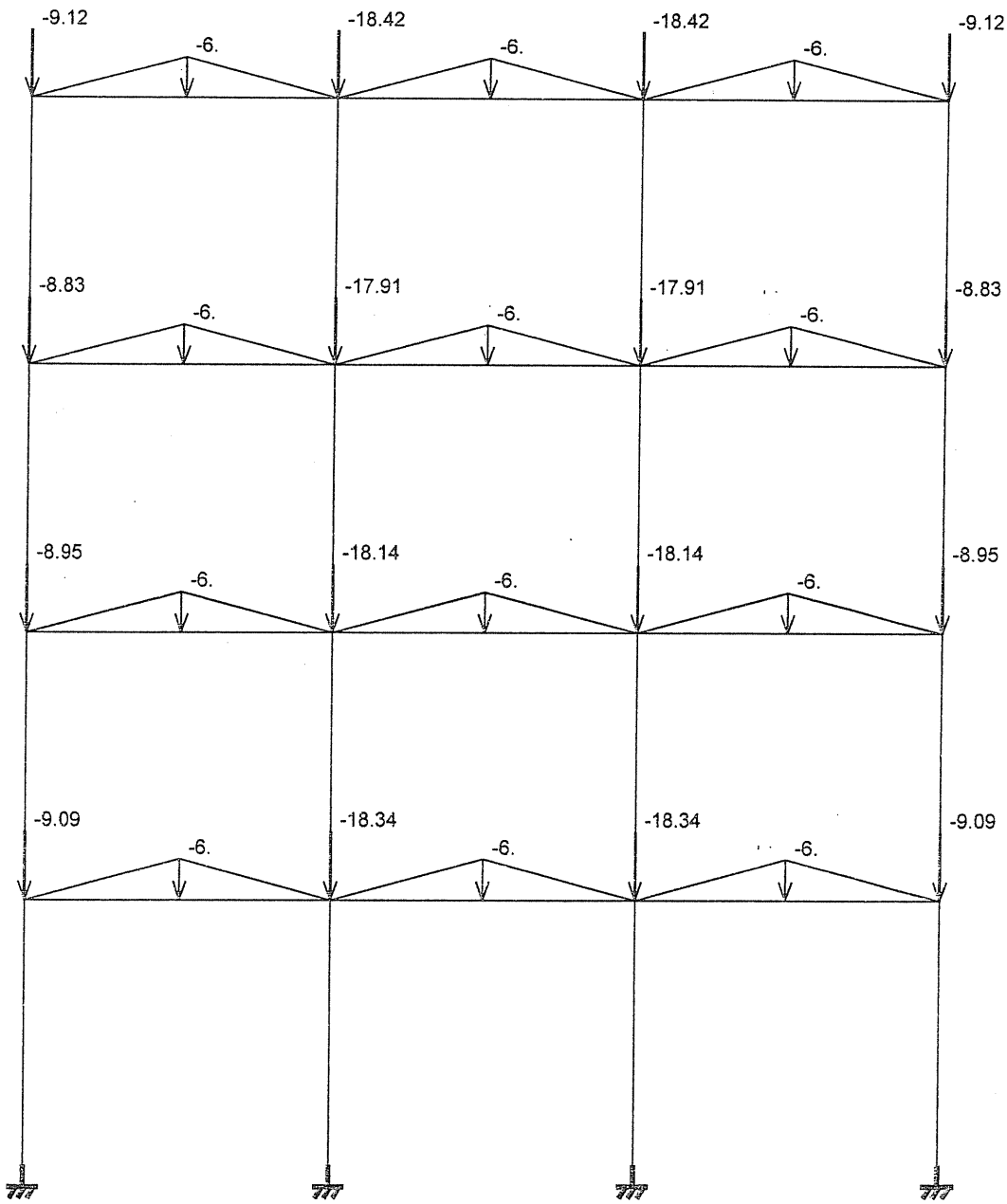
FRAME F1 : LIVE LOAD



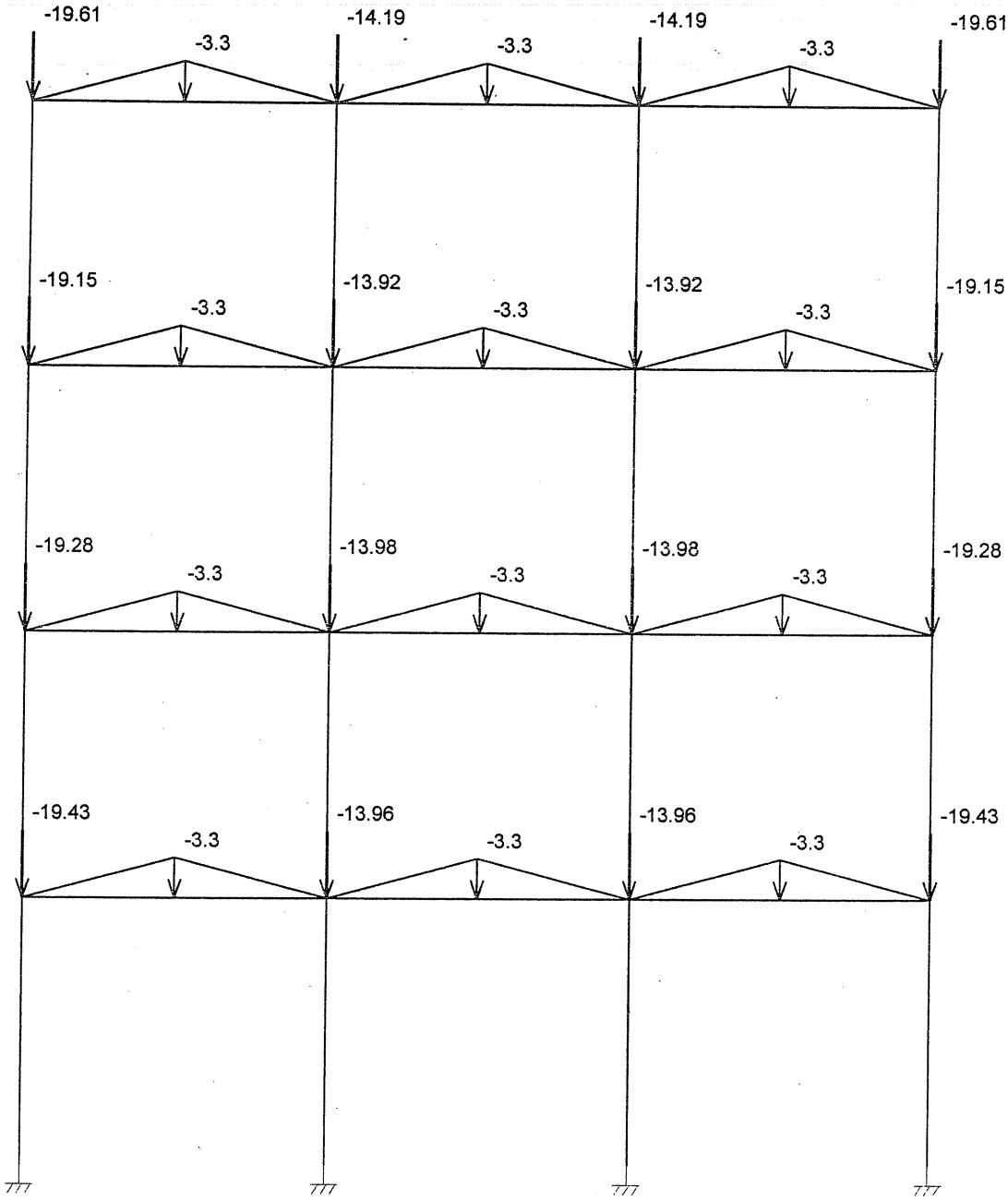
FRAME F2 : DEAD LOAD



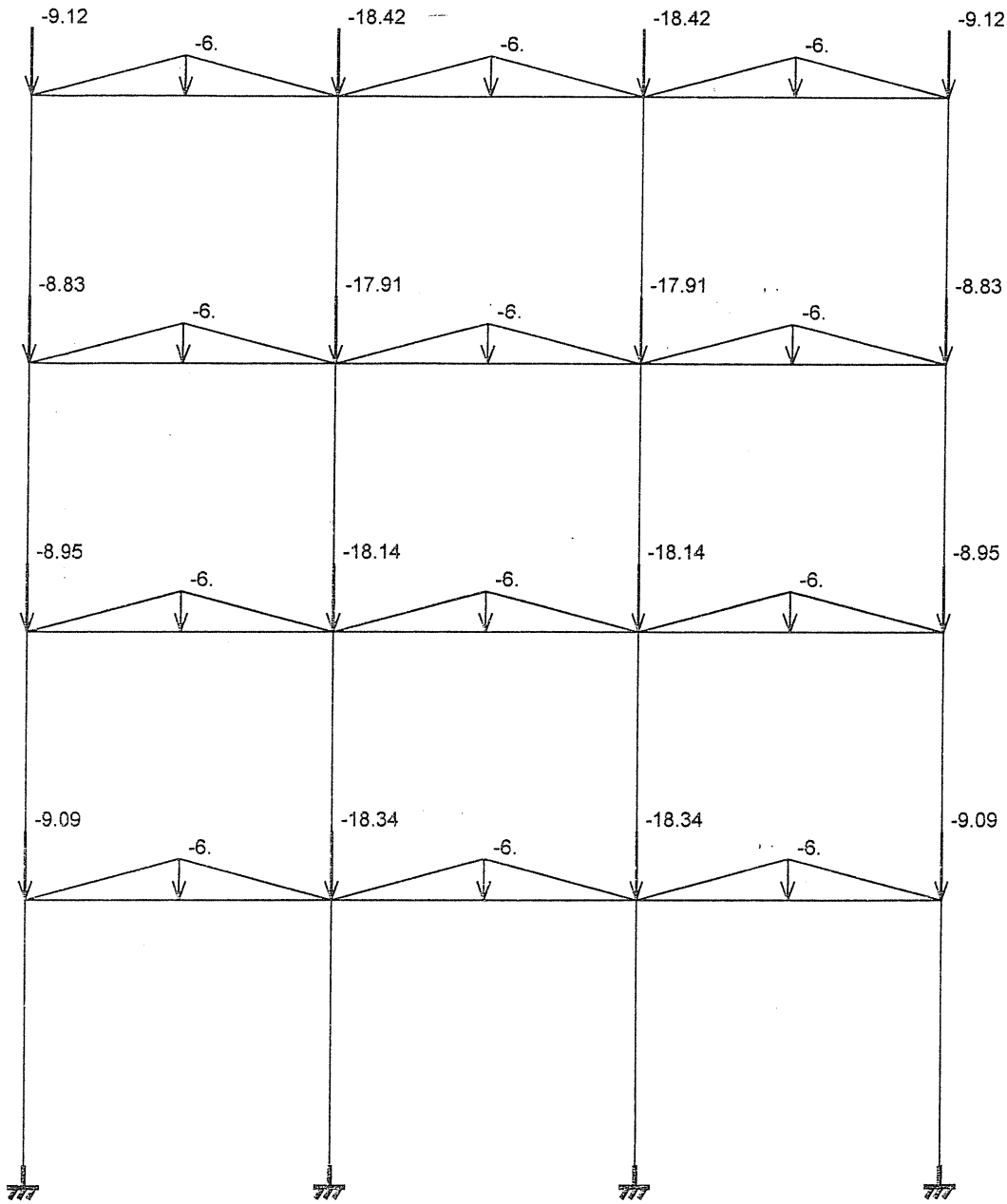
FRAME F2 : LIVE LOAD



FRAME F2 : DEAD LOAD



FRAME F2 : LIVE LOAD



ملفات البرنامج Staad III للإطارين الخارجي F1 والداخلي F2 :

محتوى ملف الإطار F1

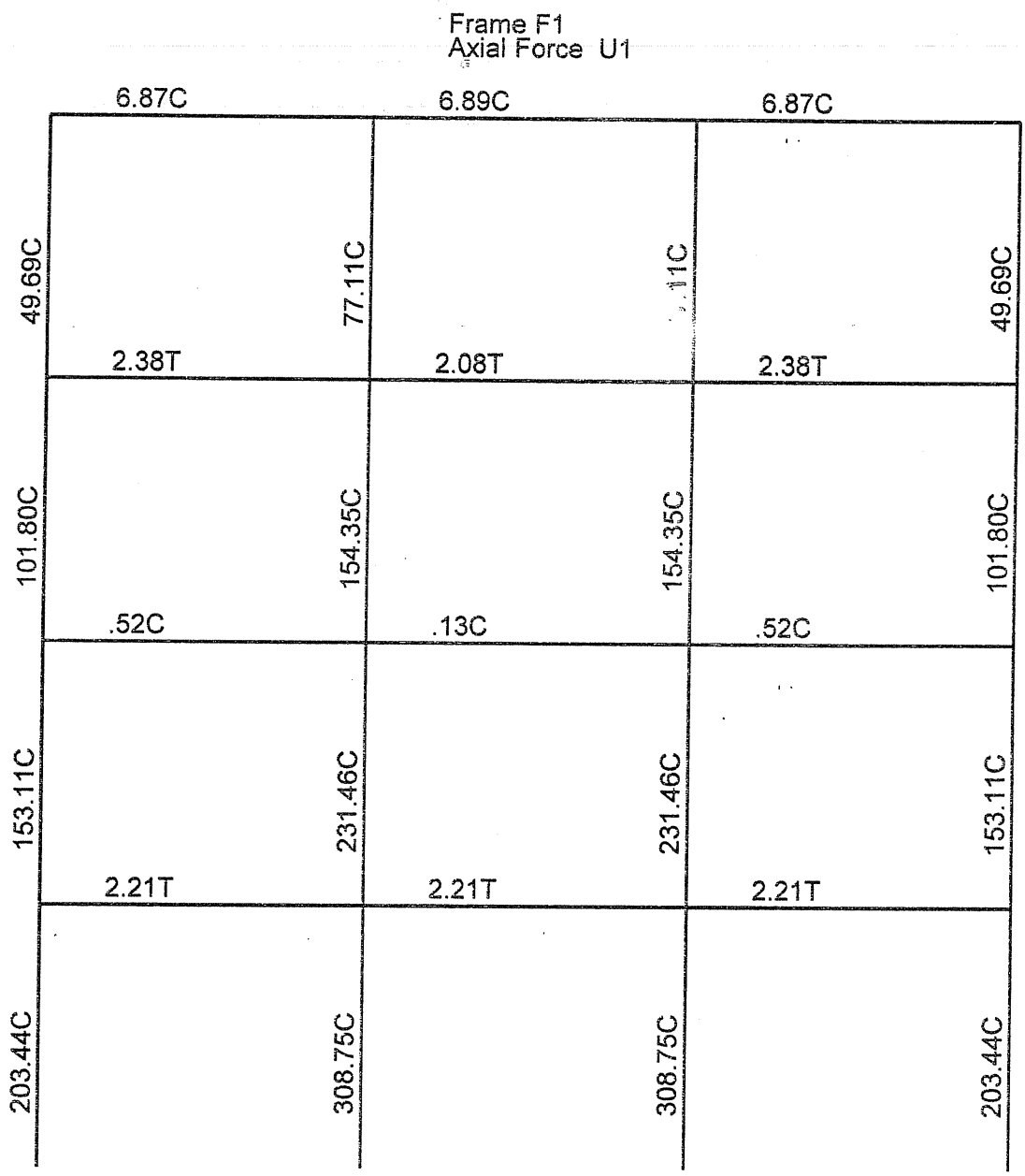
```
STAAD PLANE  F1
INPUT WIDTH 72
PAGE LENGTH 80
UNIT METER MTON
JOINT COORDINATES
    1       .000       .000       .000
    2      6.000       .000       .000
    3     12.000       .000       .000
    4     18.000       .000       .000
    5       .000      5.000       .000
    6      6.000      5.000       .000
    7     12.000      5.000       .000
    8     18.000      5.000       .000
    9       .000     10.000       .000
   10      6.000     10.000       .000
   11     12.000     10.000       .000
   12     18.000     10.000       .000
   13       .000     15.000       .000
   14      6.000     15.000       .000
   15     12.000     15.000       .000
   16     18.000     15.000       .000
   17       .000     20.000       .000
   18      6.000     20.000       .000
   19     12.000     20.000       .000
   20     18.000     20.000       .000
MEMBER INCIDENCES
         1         1         5
         2         2         6
         3         3         7
         4         4         8
         5         5         6
         6         6         7
         7         7         8
         8         5         9
         9         6        10
        10         7        11
        11         8        12
        12         9        10
        13        10        11
        14        11        12
        15         9        13
        16        10        14
        17        11        15
        18        12        16
        19        13        14
        20        14        15
        21        15        16
        22        13        17
        23        14        18
        24        15        19
        25        16        20
        26        17        18
        27        18        19
        28        19        20
MEMBER PROPERTY CANADIAN
X PRI YD .6 ZD .4
Y PRI YD .6 ZD .6
CONSTANT
E 2.800E6 ALL
DENSITY 2.5 ALL
POISSON .2 ALL
SUPPORT
1 TO 4 FIXED
LOAD 1 DL
SELFWEIGHT Y -1.
MEMBER LOAD
5 TO 7 12 TO 14 19 TO 21 26 TO 28 UNI GY -
1.76
X LIN Y 0. 0. -1.65
JOINT LOAD
```

محتوى ملف الإطار F2

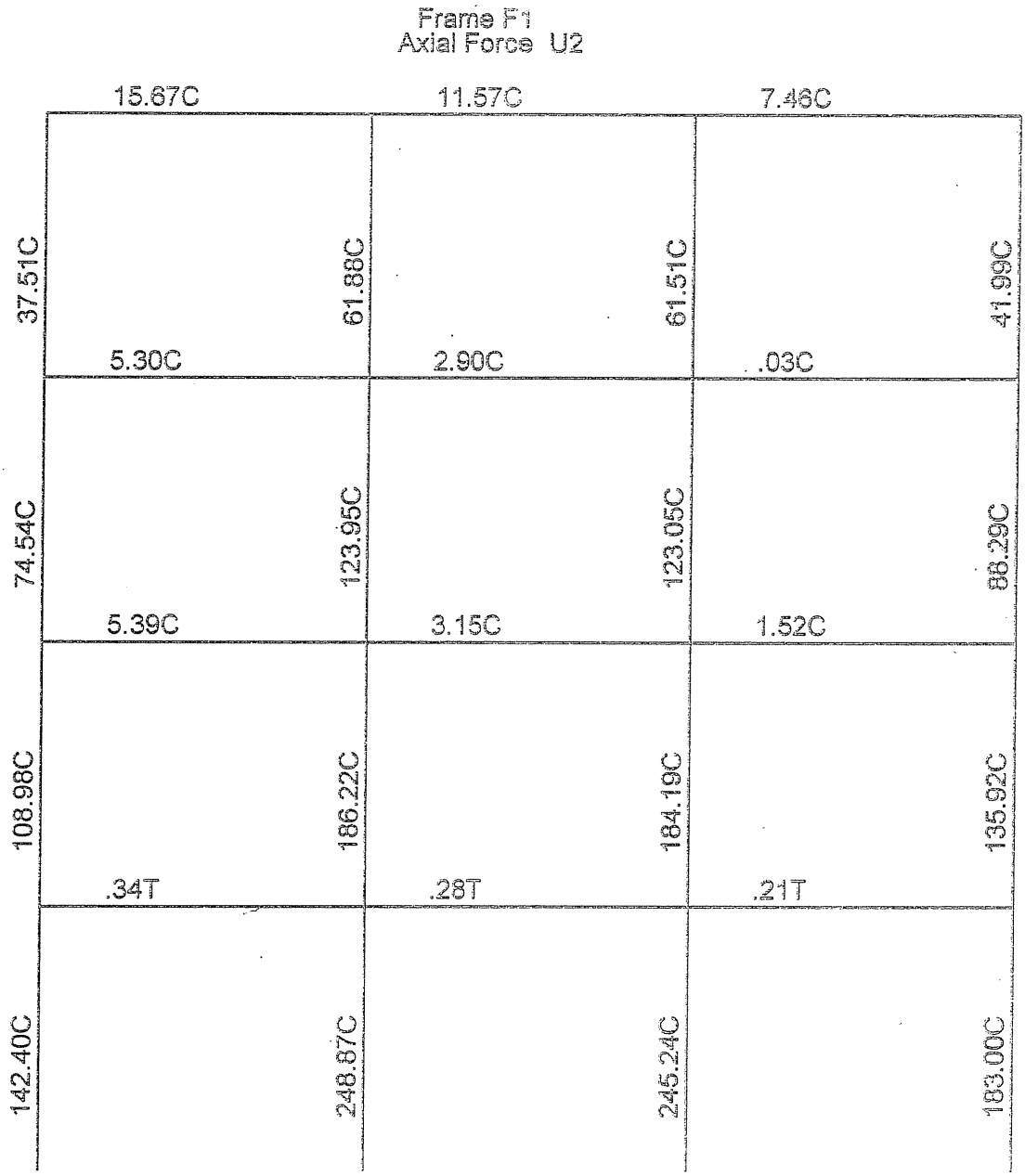
```
STAAD PLANE F2
INPUT WIDTH 72
PAGE LENGTH 80
UNIT METER MTON
JOINT COORDINATES
    1       .000       .000       .000
    2      6.000       .000       .000
    3     12.000       .000       .000
    4     18.000       .000       .000
    5       .000      5.000       .000
    6      6.000      5.000       .000
    7     12.000      5.000       .000
    8     18.000      5.000       .000
    9       .000     10.000       .000
   10      6.000     10.000       .000
   11     12.000     10.000       .000
   12     18.000     10.000       .000
   13       .000     15.000       .000
   14      6.000     15.000       .000
   15     12.000     15.000       .000
   16     18.000     15.000       .000
   17       .000     20.000       .000
   18      6.000     20.000       .000
   19     12.000     20.000       .000
   20     18.000     20.000       .000
MEMBER INCIDENCES
         1         1         5
         2         2         6
         3         3         7
         4         4         8
         5         5         6
         6         6         7
         7         7         8
         8         5         9
         9         6        10
        10         7        11
        11         8        12
        12         9        10
        13        10        11
        14        11        12
        15         9        13
        16        10        14
        17        11        15
        18        12        16
        19        13        14
        20        14        15
        21        15        16
        22        13        17
        23        14        18
        24        15        19
        25        16        20
        26        17        18
        27        18        19
        28        19        20
MEMBER PROPERTY CANADIAN
X PRI YD .6 ZD .4
1 4 8 11 15 TO 18 22 TO 25 PRI YD .6 ZD .6
2 3 9 10 PRI YD .7 ZD .7
CONSTANT
E 2.800E6 ALL
DENSITY 2.5 ALL
POISSON .2 ALL
SUPPORT
1 TO 4 FIXED
LOAD 1 DL
SELFWEIGHT Y -1.
MEMBER LOAD
X LIN Y 0. 0. -3.3
JOINT LOAD
18 19 FY -14.19
```

```
17 20 FY -9.06
13 16 FY -9.52
9 12 FY -9.39
5 8 FY -9.24
18 19 FY -6.06
14 15 FY -6.33
10 11 FY -6.27
6 7 FY -6.29
LOAD 2 LL
MEMBER LOAD
X LIN Y 0. 0. -3.
JOINT LOAD
17 20 FY -4.38
13 16 FY -4.67
9 12 FY -4.55
5 8 FY -4.41
18 19 FY -8.58
14 15 FY -9.09
10 11 FY -8.86
6 7 FY -8.66
LOAD 3 S
JOINT LOAD
17 FX 7.68
13 FX 5.76
9 FX 3.84
5 FX 1.92
LOAD COMB 4 U1
1 1.5 2 1.8
LOAD COMB 5 U2
1 1.2 2 1.44 3 1.584
LOAD COMB 6 U3
1 .9 3 1.54
PERFORM ANALYSIS
PRINT SUPPORT REACTIONS
PRINT MEMB FORCES
LOAD LIST 3
PRINT JOINT DISPLACEMENT
FINISH
```

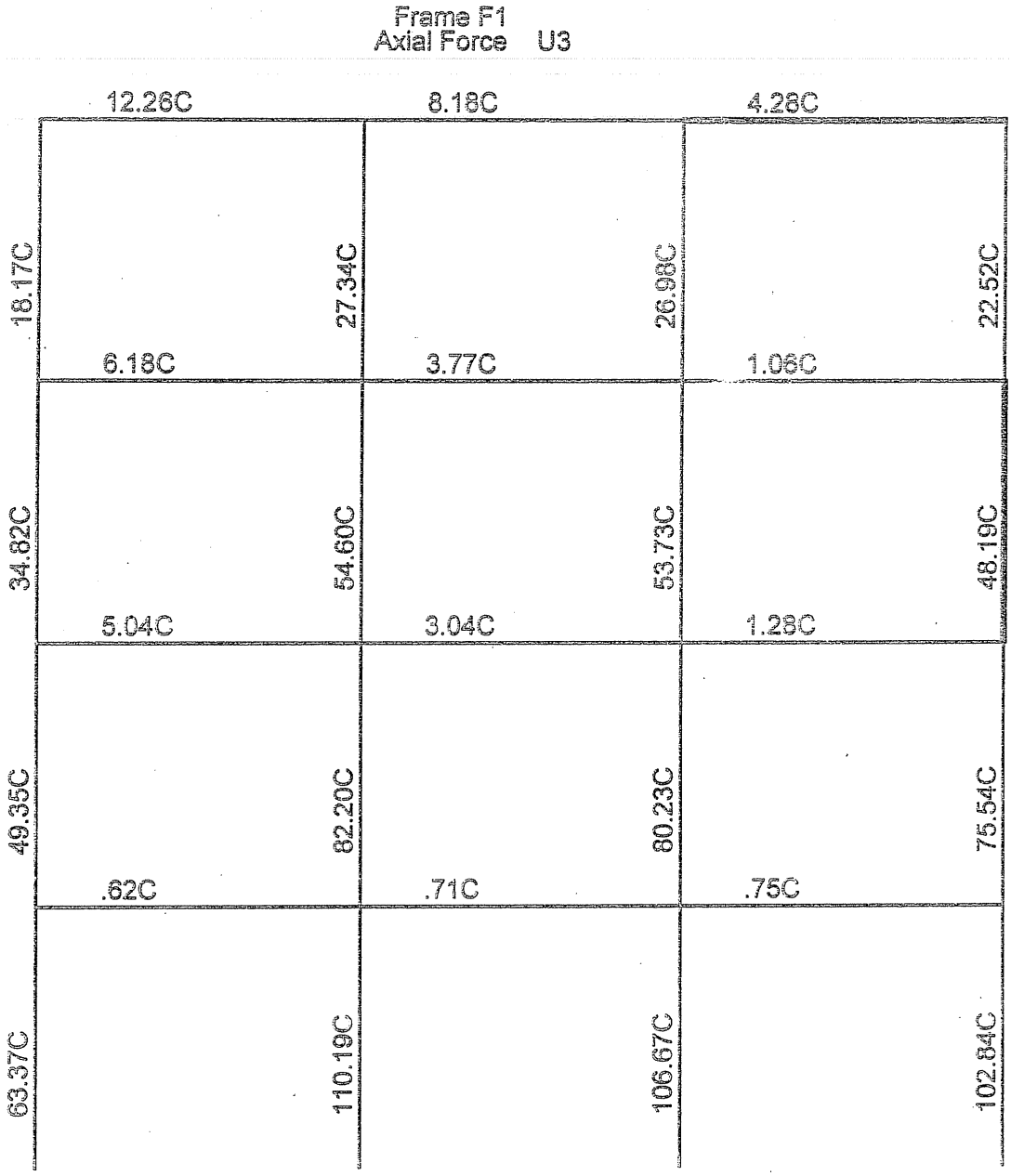
```
14 15 FY -13.92
10 11 FY -13.98
6 7 FY -13.96
17 20 FY -19.61
13 16 FY -19.15
9 12 FY -19.28
5 8 FY -19.43
LOAD 2 LL
MEMBER LOAD
X LIN Y 0. 0. -6.
JOINT LOAD
18 19 FY -18.42
14 15 FY -17.91
10 11 FY -18.14
6 7 FY -18.34
17 20 FY -9.12
13 16 FY -8.83
9 12 FY -8.95
5 8 FY -9.09
LOAD 3 S
JOINT LOAD
17 FX 7.81
13 FX 5.86
9 FX 3.9
5 FX 1.95
LOAD COMB 4 U1
1 1.5 2 1.8
LOAD COMB 5 U2
1 1.2 2 1.44 3 1.584
LOAD COMB 6 U3
1 .9 3 1.54
PERFORM ANALYSIS
PRINT SUPPORT REACTIONS
PRINT MEMB FORCES
LOAD LIST 3
PRINT JOINT DISPLACEMENT
FINISH
```



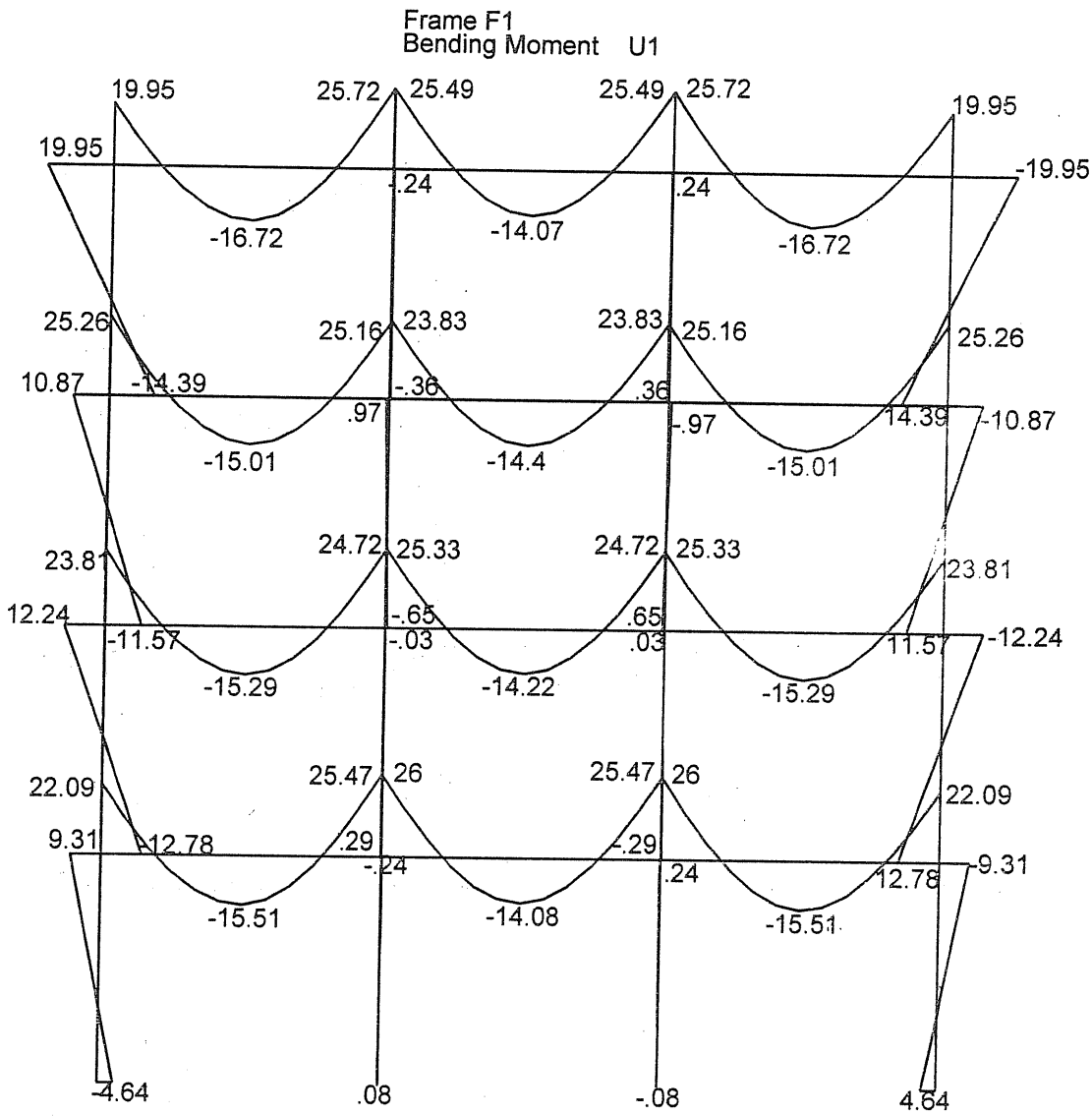
مخطط القوى الناظمية للإطار الخارجي F1
حالة التركيب U1



مخطط القوى الناظمية للإطار الخارجي F1
حالة التركيب U2



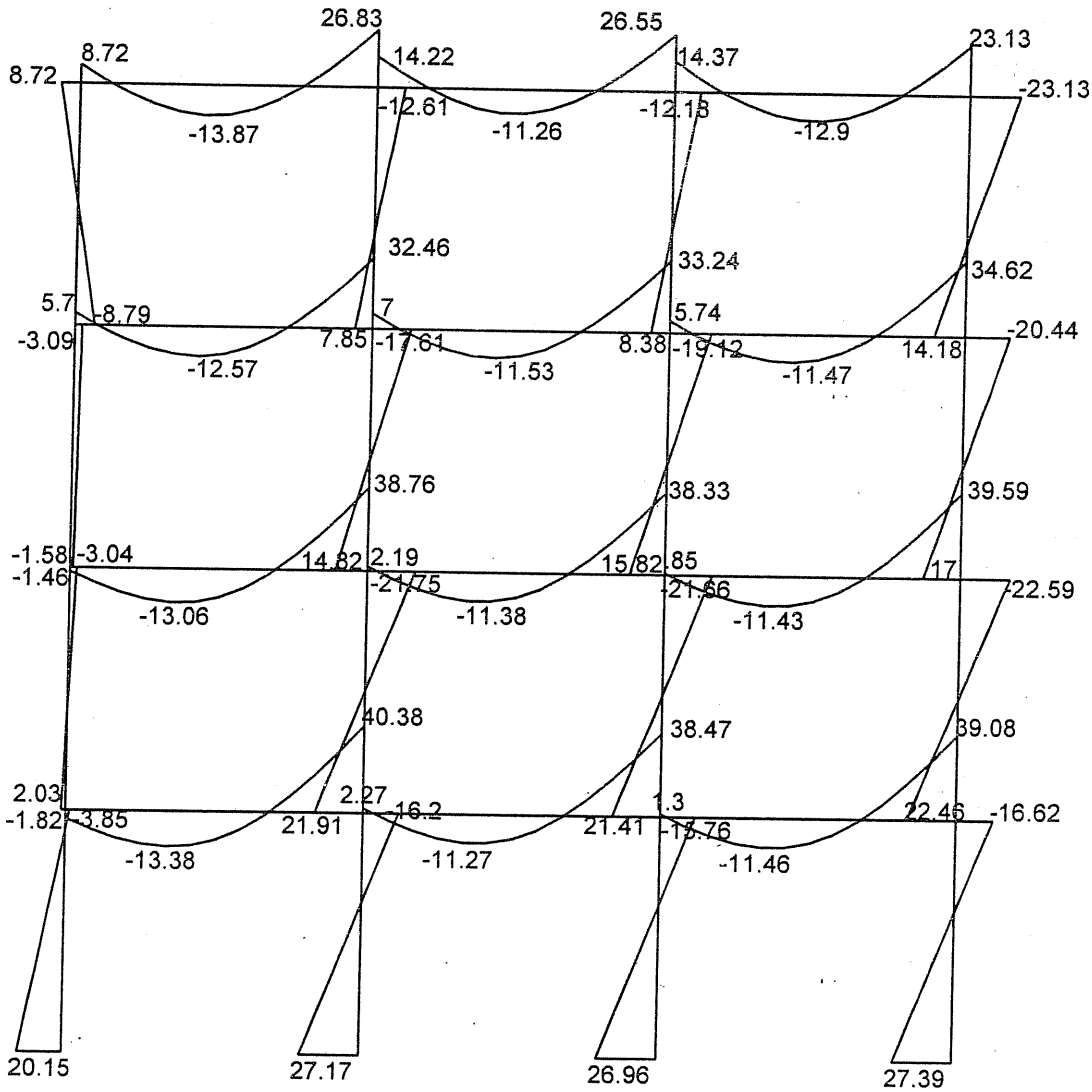
مخطط القوى الناظمية للإطار الخارجي F1
حالة التركيب U3



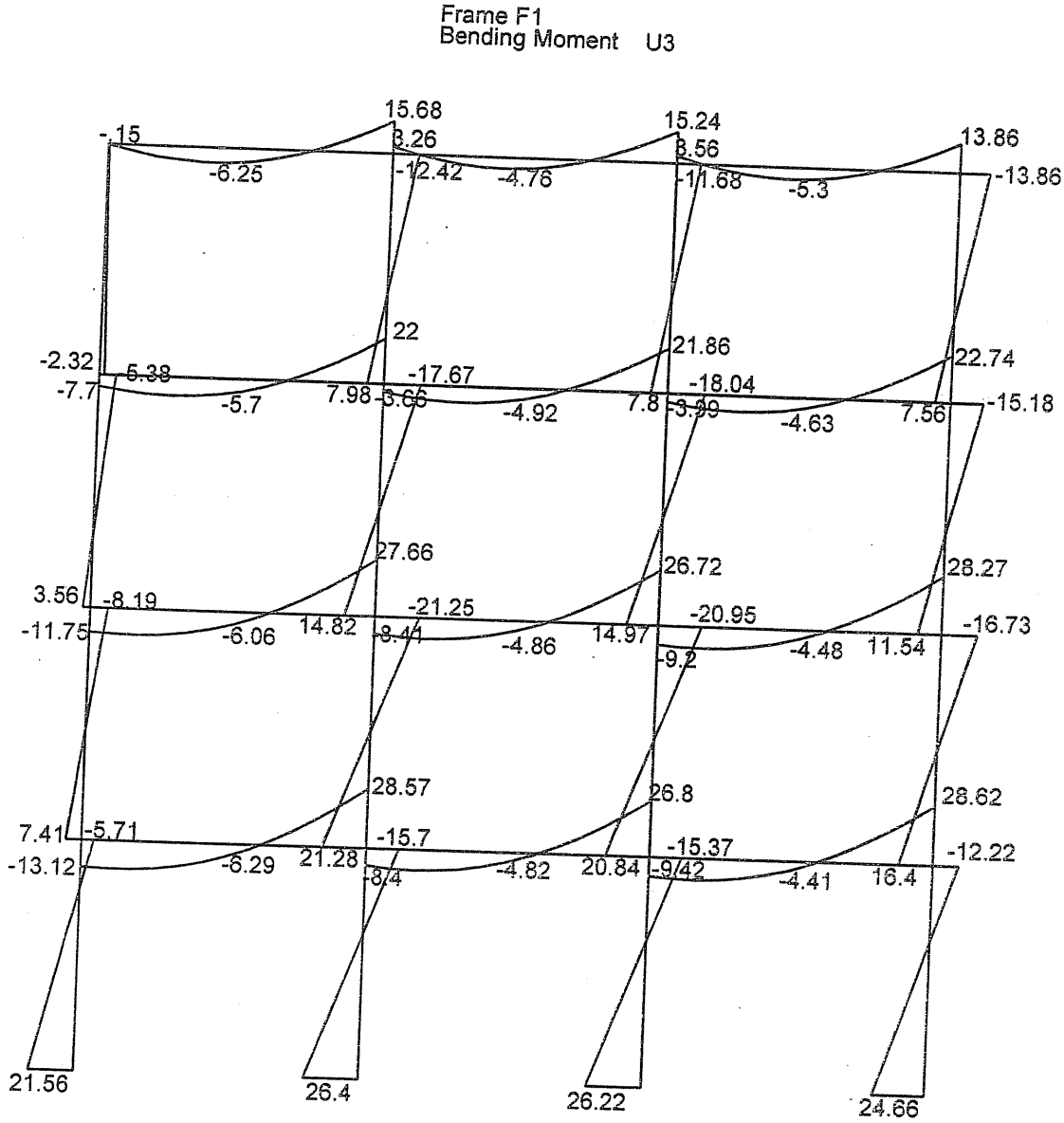
مخطط العزم للإطار الخارجى F1

حالة التركيب

Frame F1
Bending Moment U2

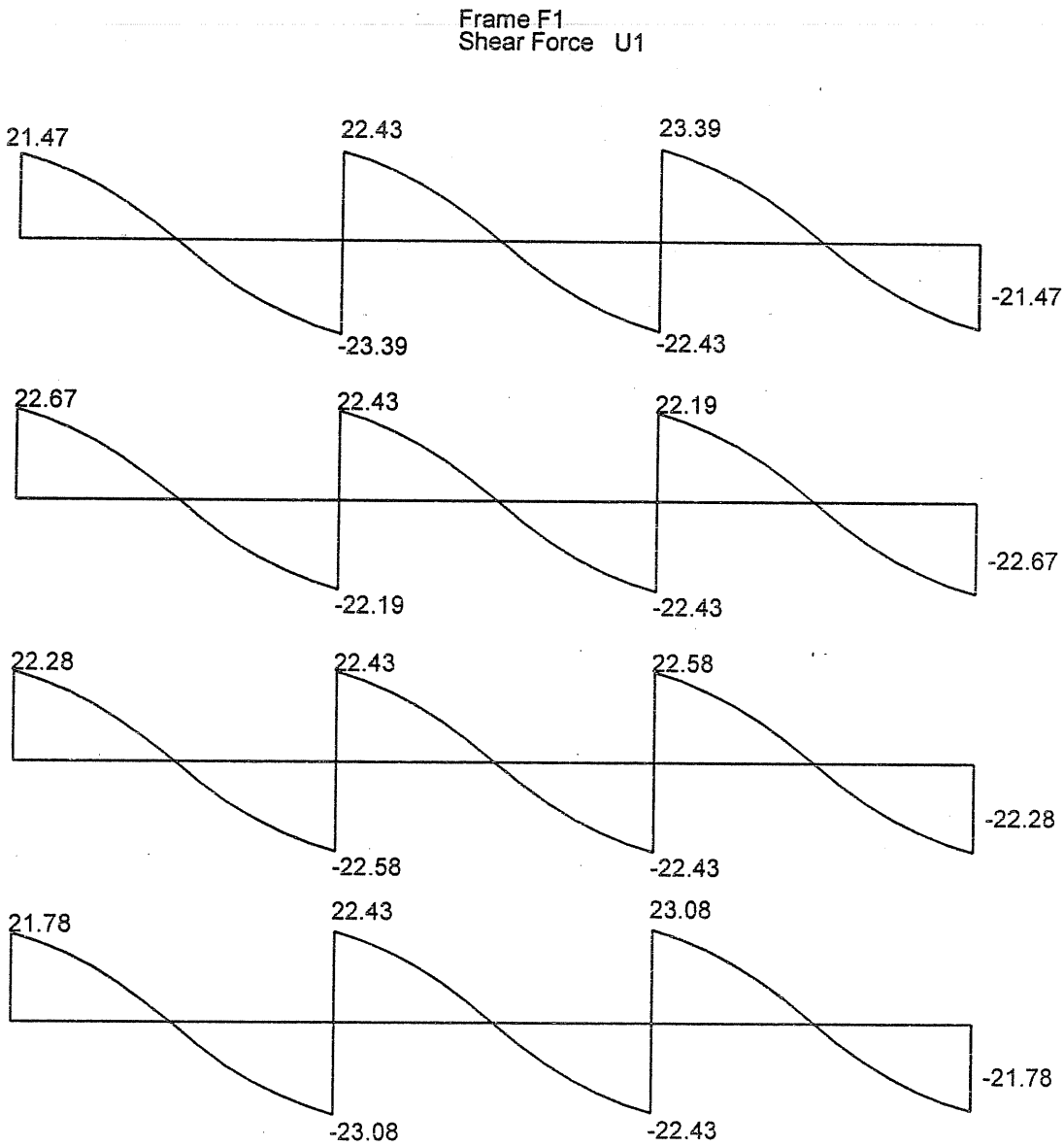


مخطط العزم للإطار الخارجي F1
حالة التركيب U2

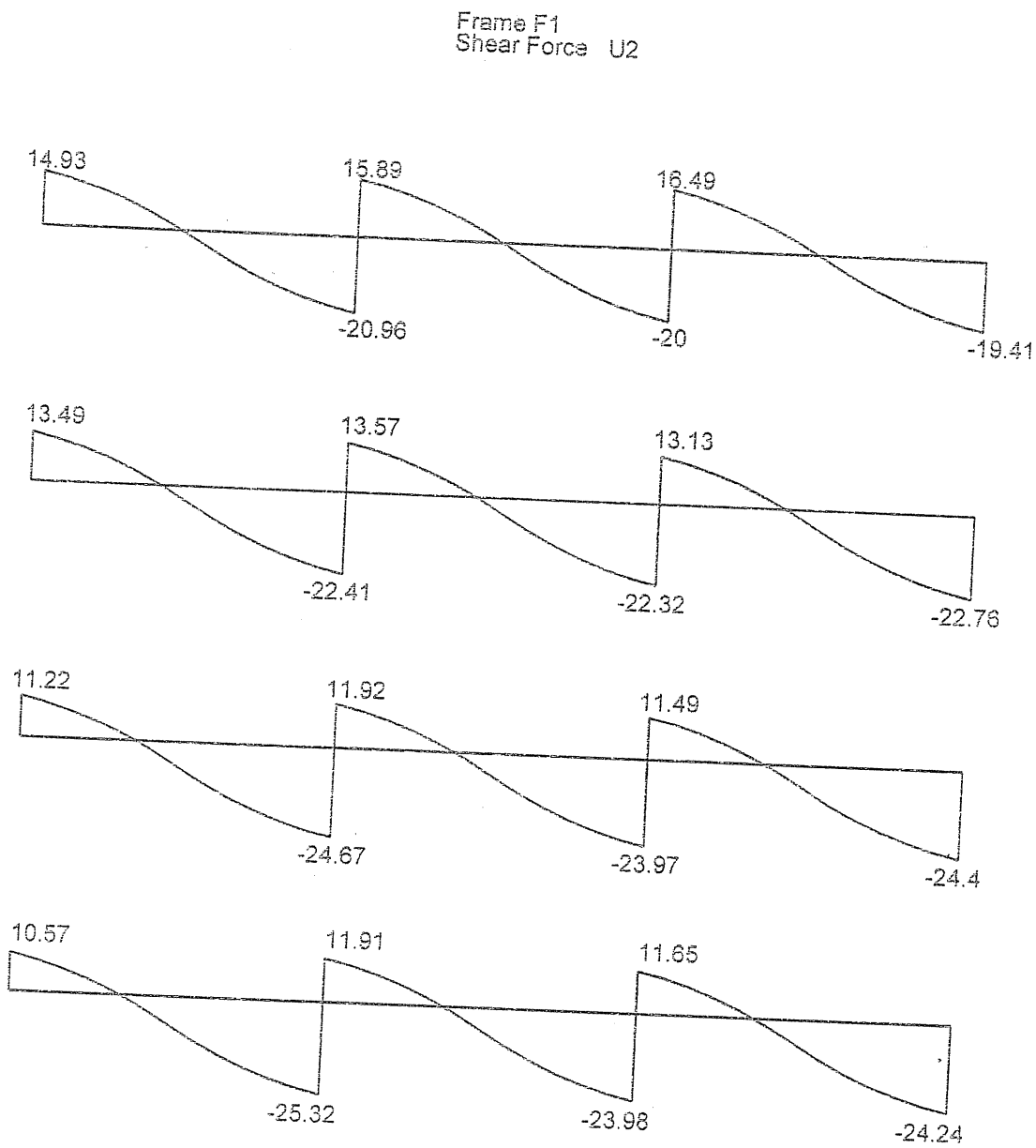


مخطط العزم للإطار الخارجي F1

حالة التركيب U3

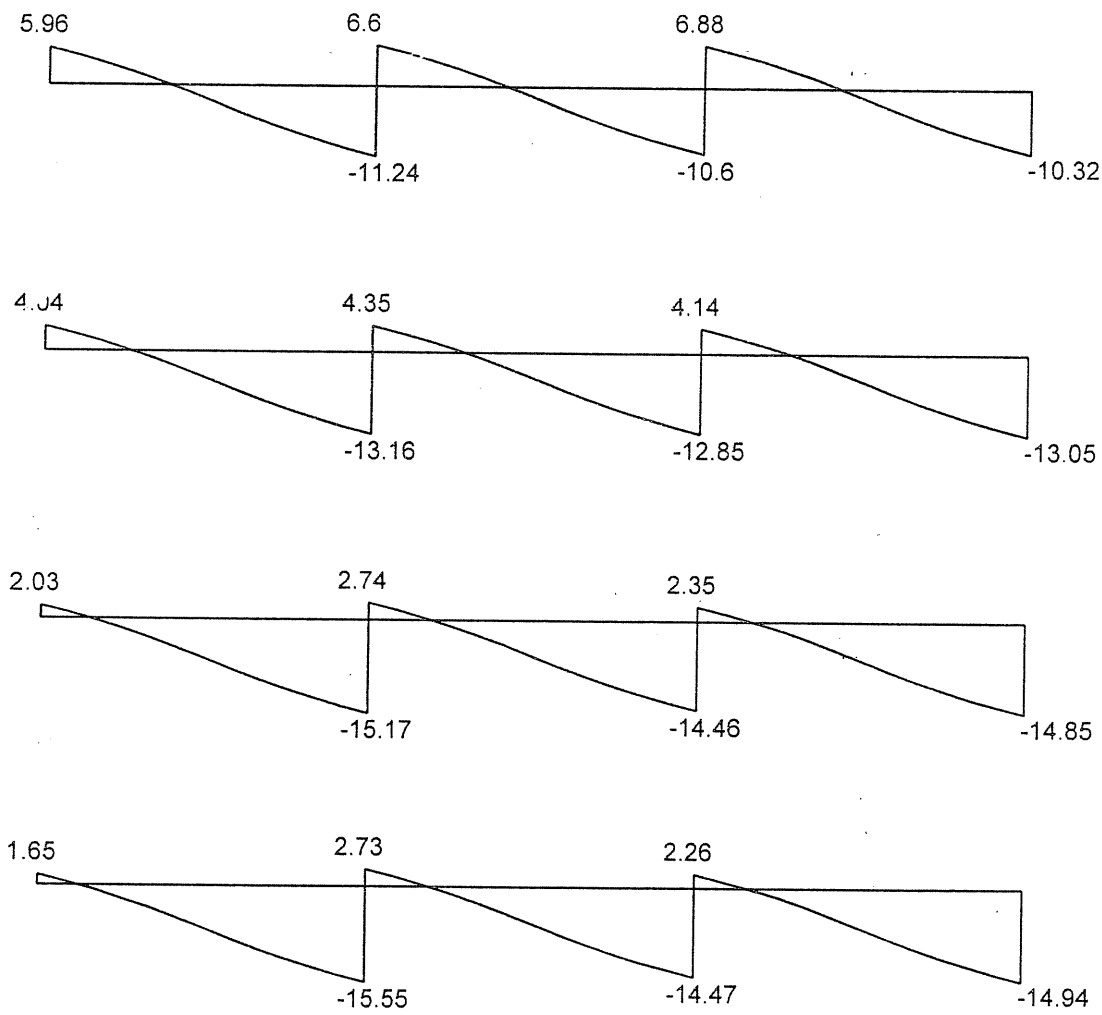


مخطط القوى القاصة لجوائز الإطار الخارجي F1
حالة التركيب U1

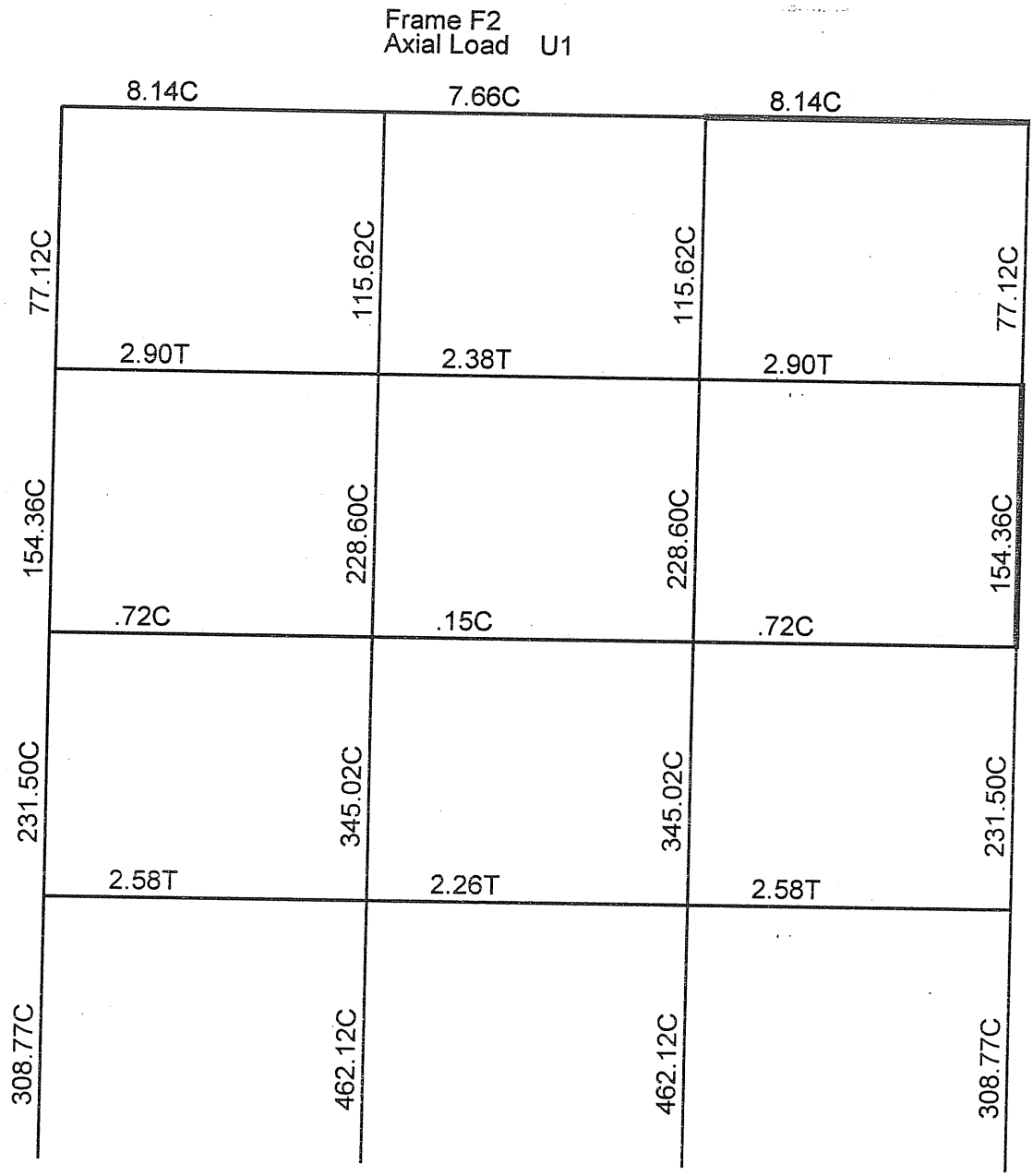


مخطط القوى القاصة لجوائز الإطار الخارجي F1
حالة التركيب U2

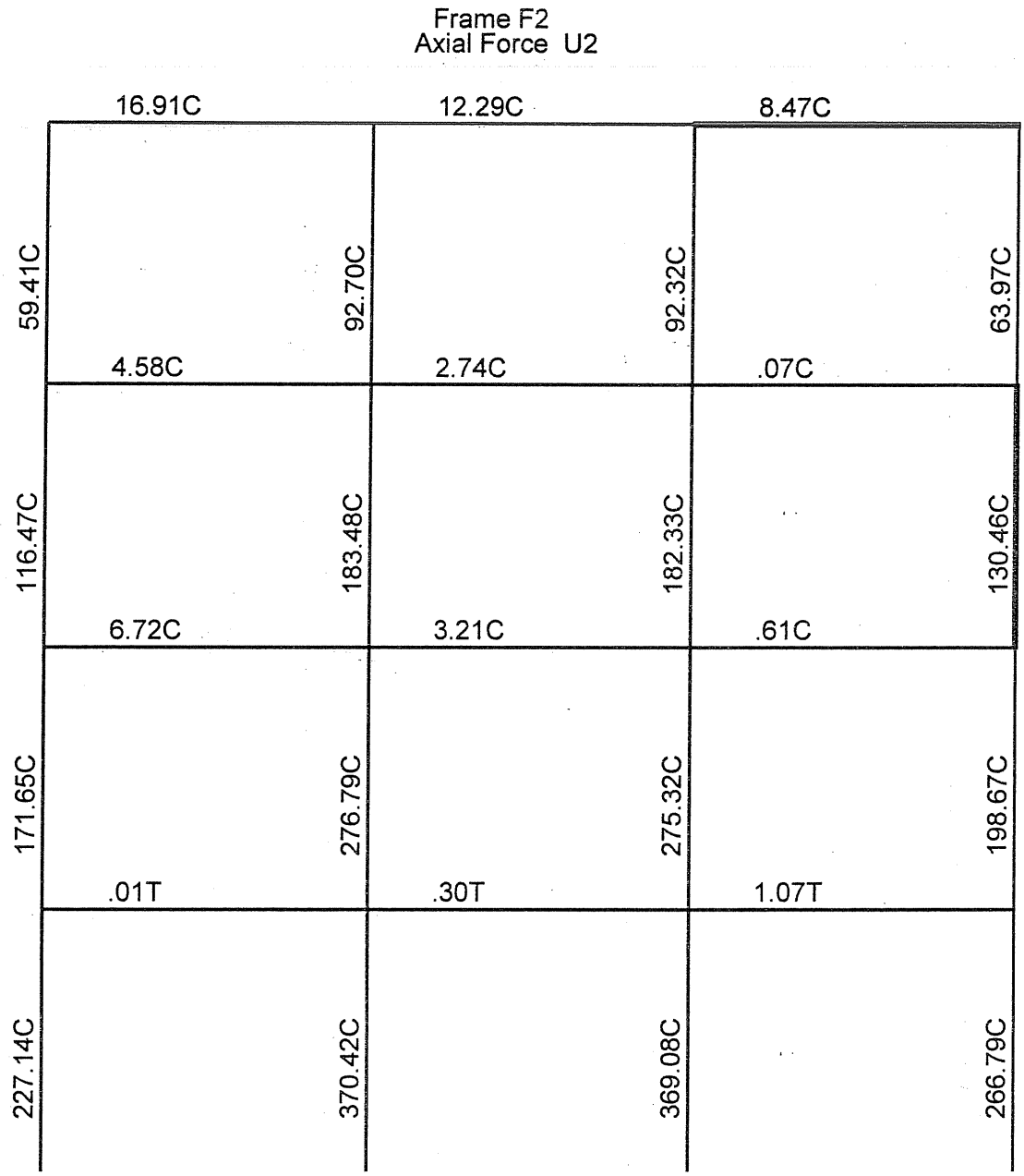
Frame F1
Shear Force U3



مخطط القوى القاصة لجوائز الإطار الخارجي F1
حالة التركيب U3

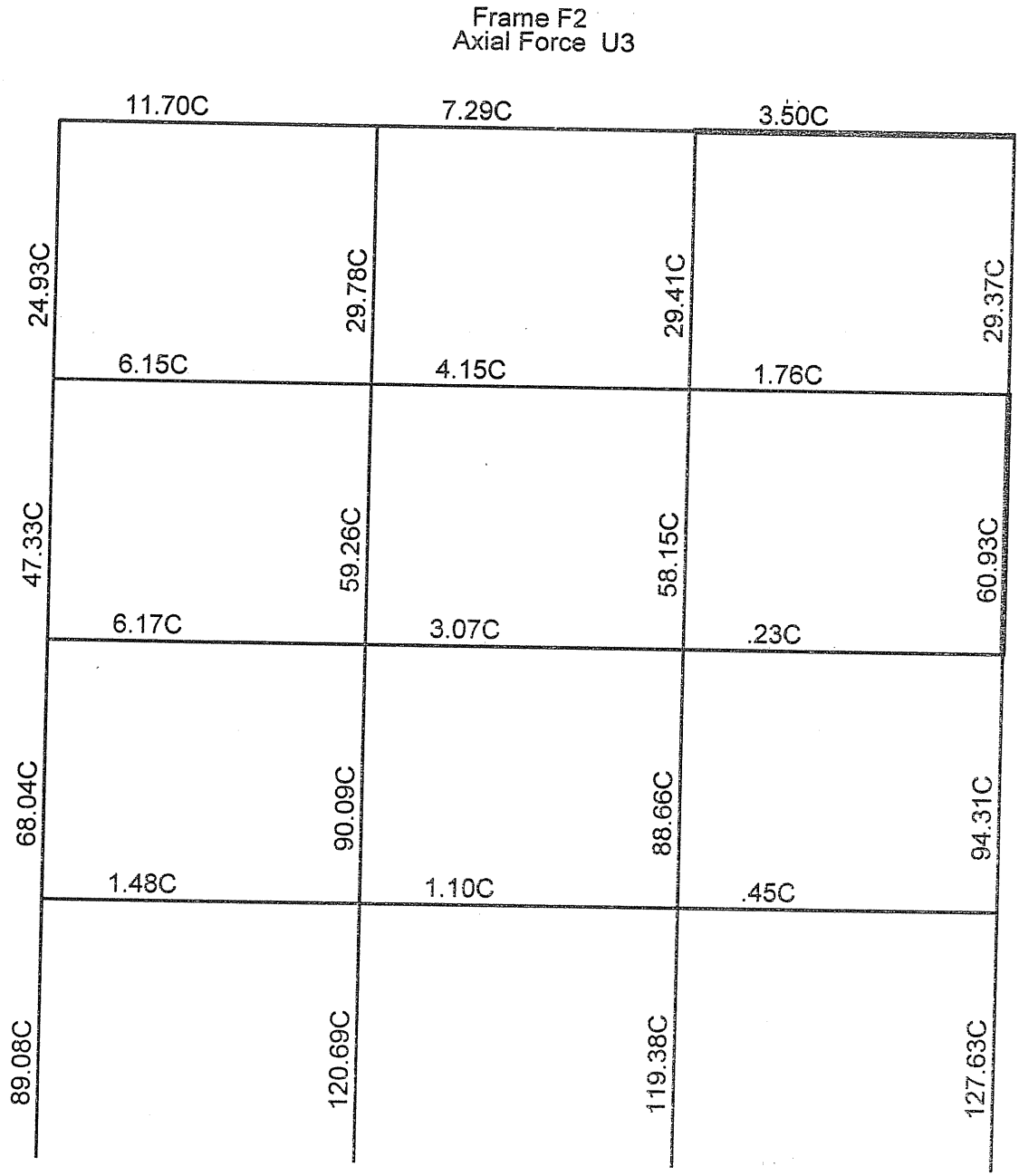


مخطط القوى الناظمية للإطار الداخلي F2
حالة التركيب U1

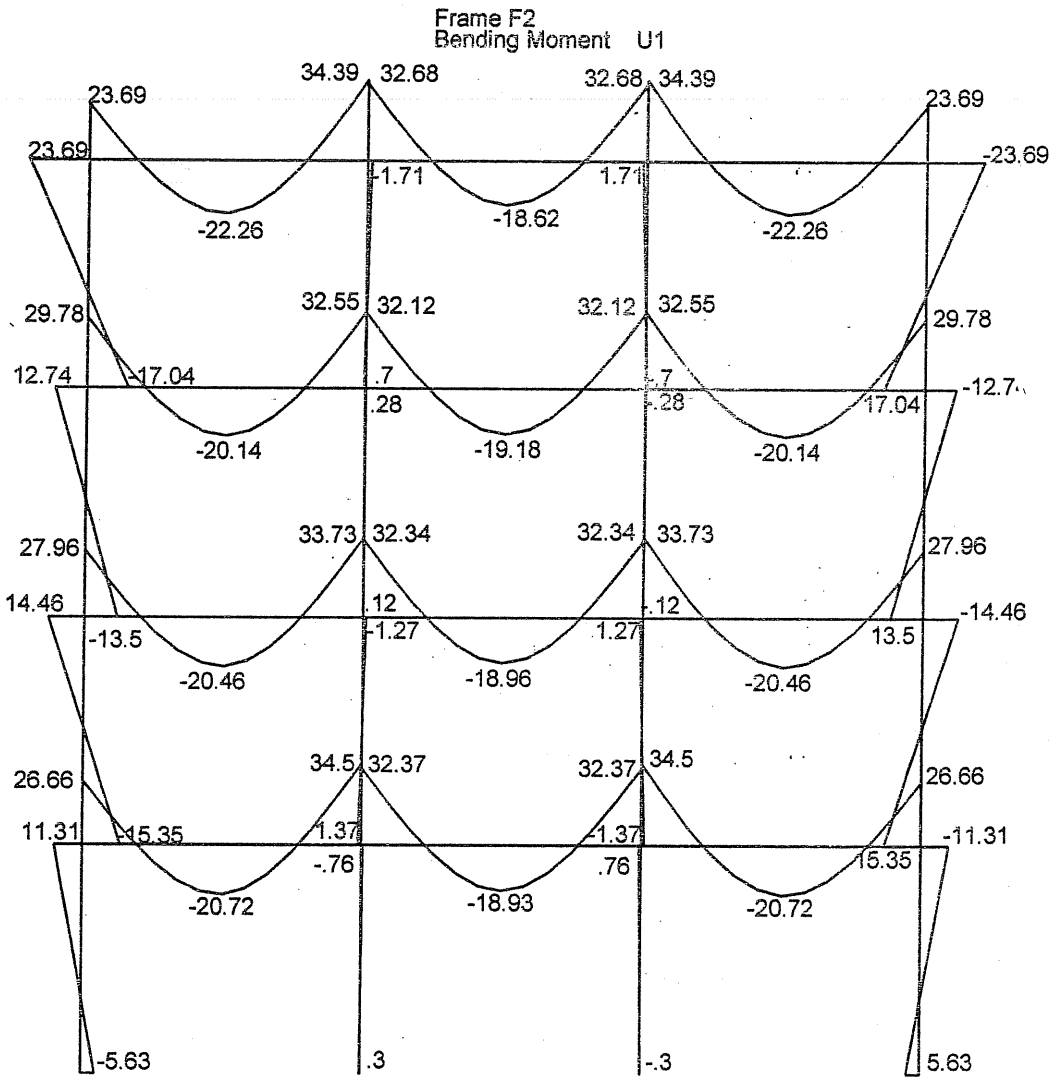


مخطط القوى الناظمية للإطار الداخلي F2

حالة التركيب U2

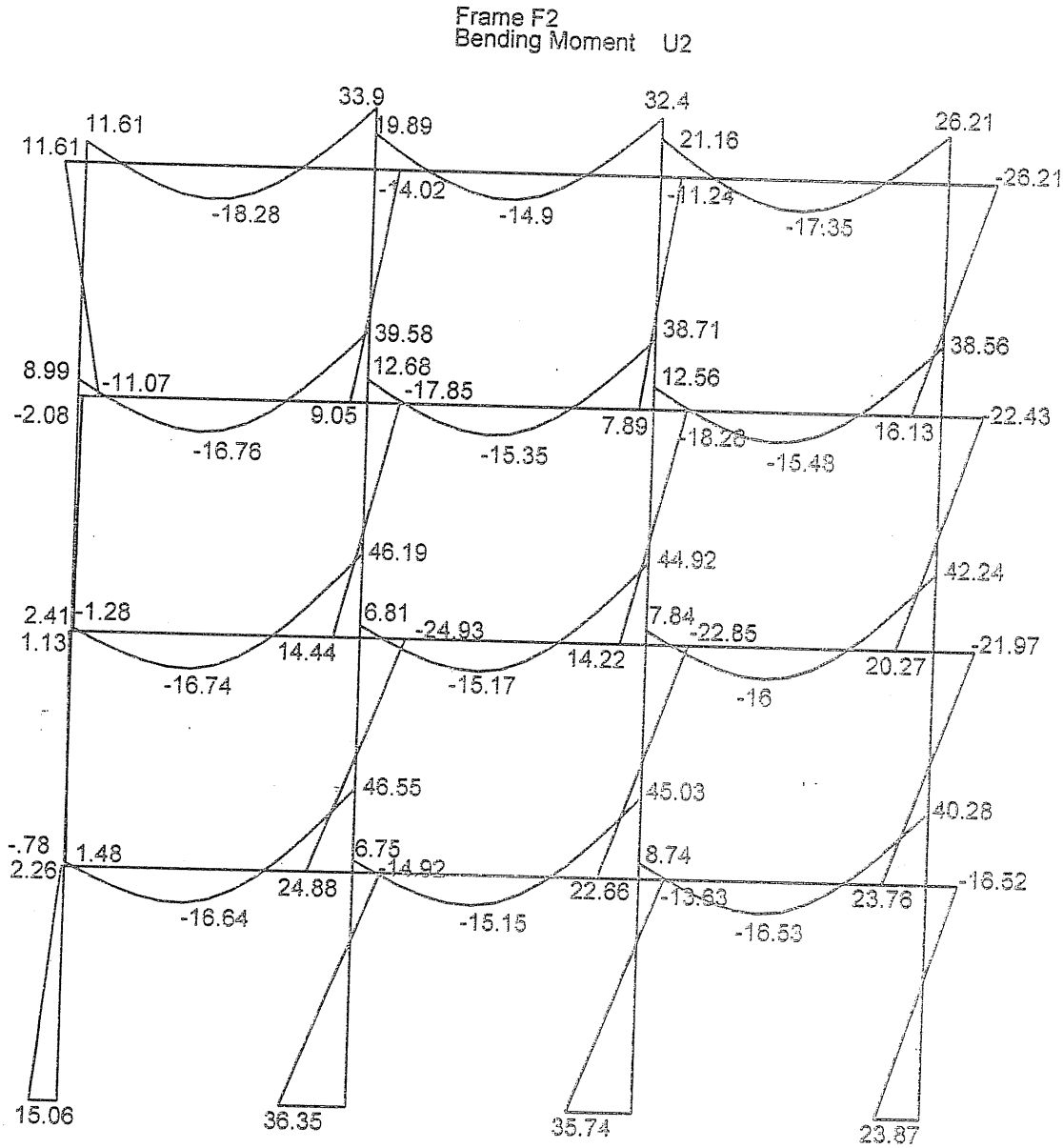


مخطط القوى الناظمية للإطار الداخلي F2
حالة التركيب U3



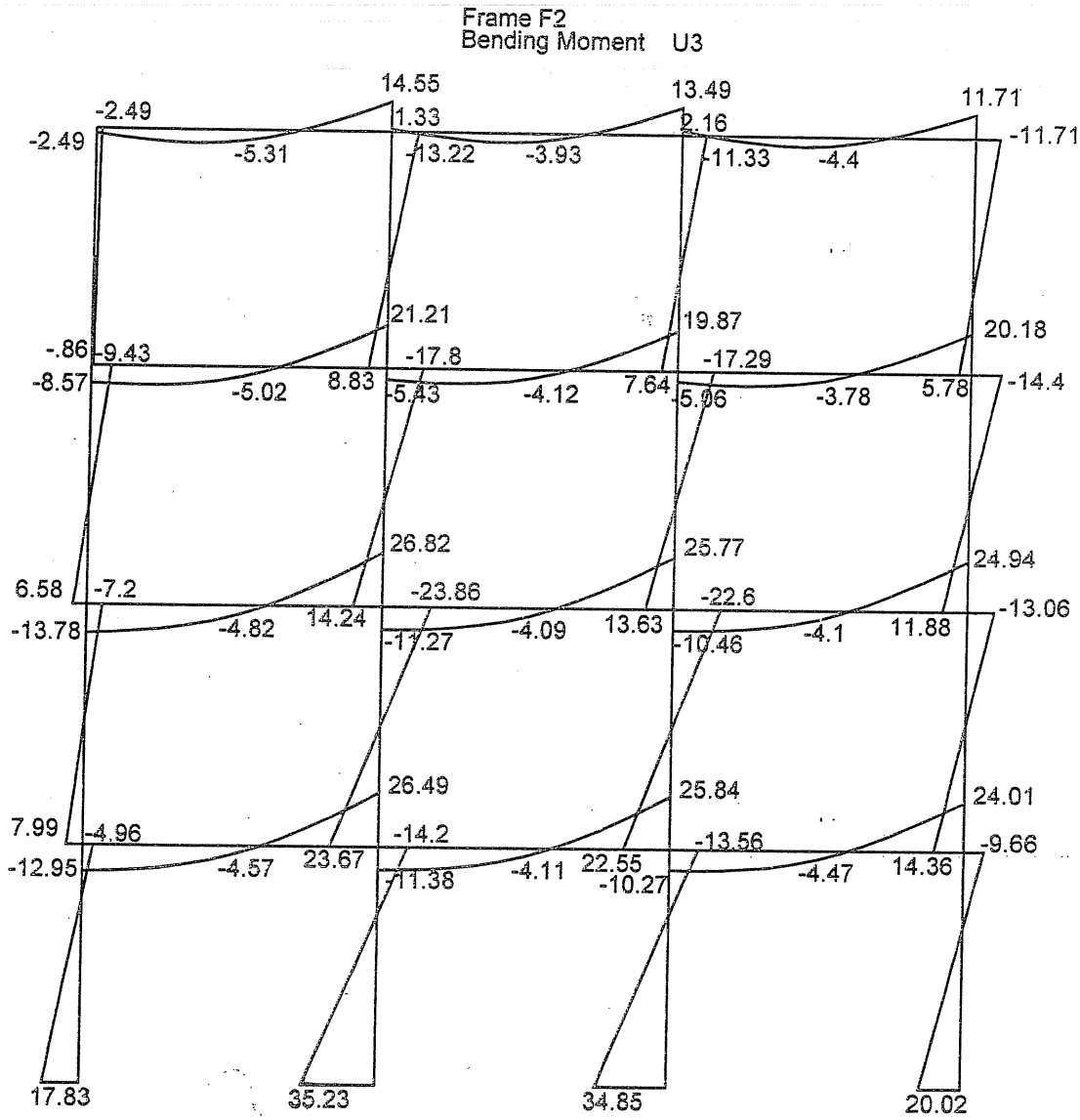
مخطط العزم للإطار الداخلي F2

حالة التركيب U1



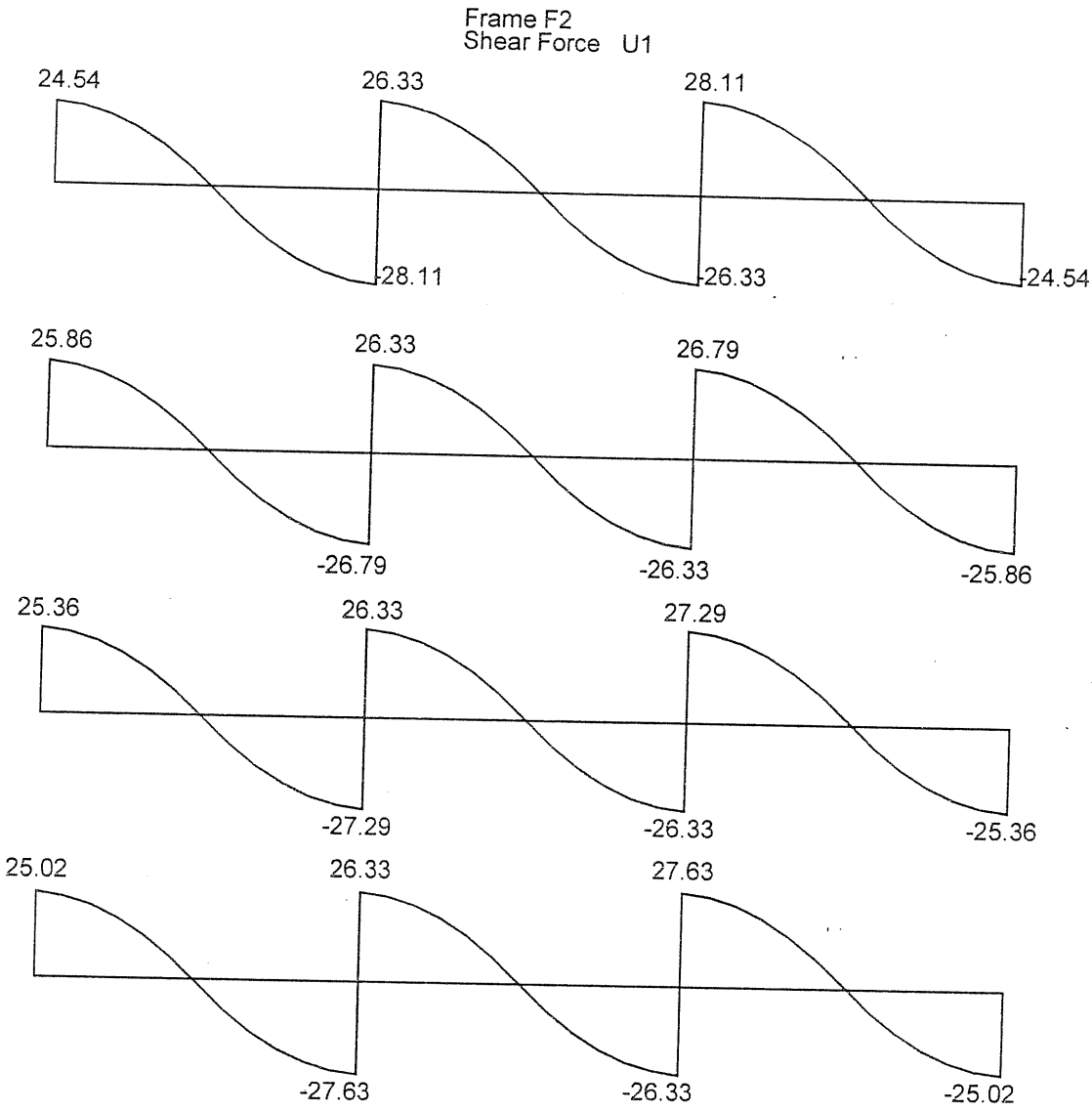
مخطط العزم للإطار الداخلي F2

حالة التركيب U2

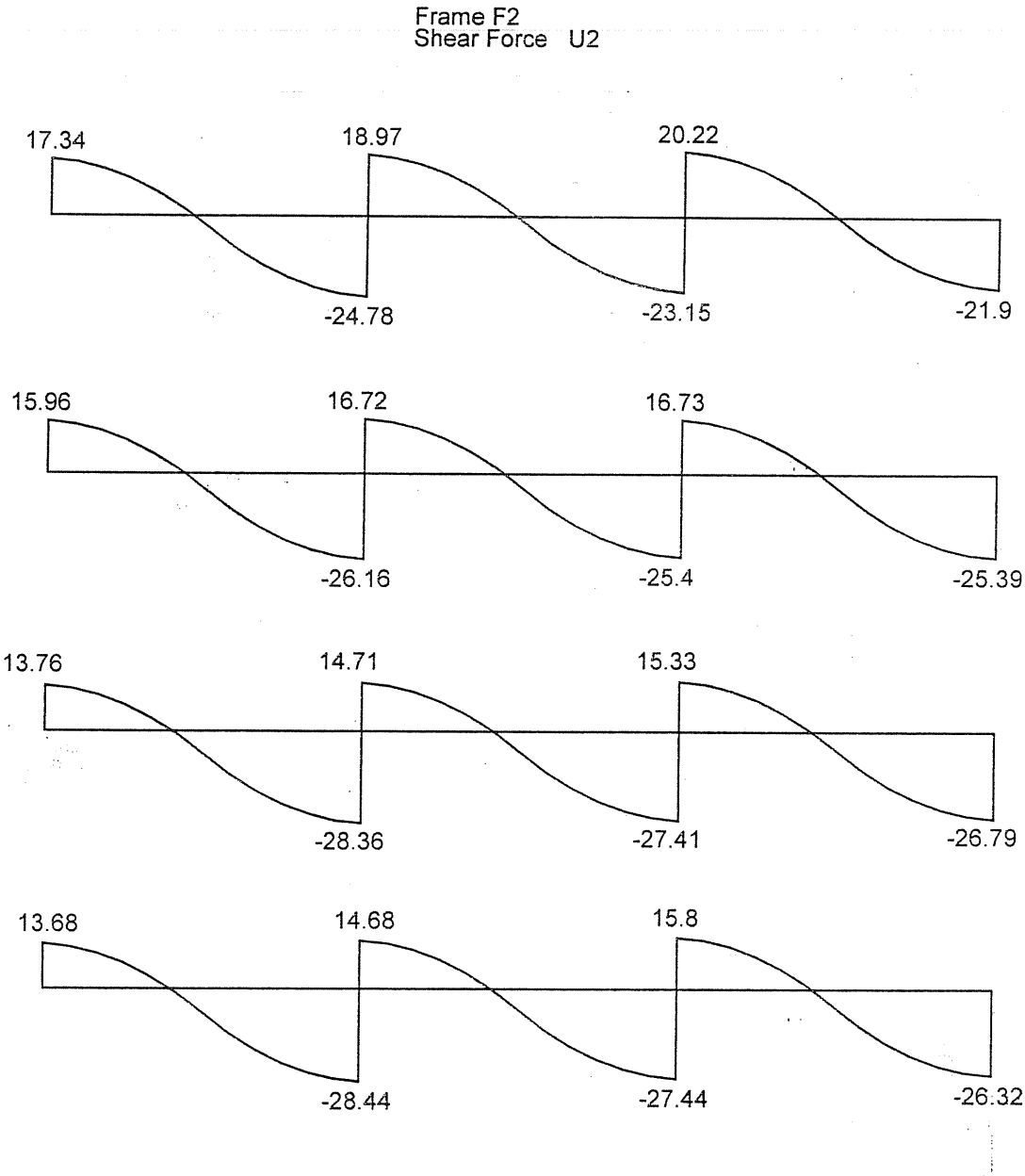


مخطط العزم للإطار الداخلي F2

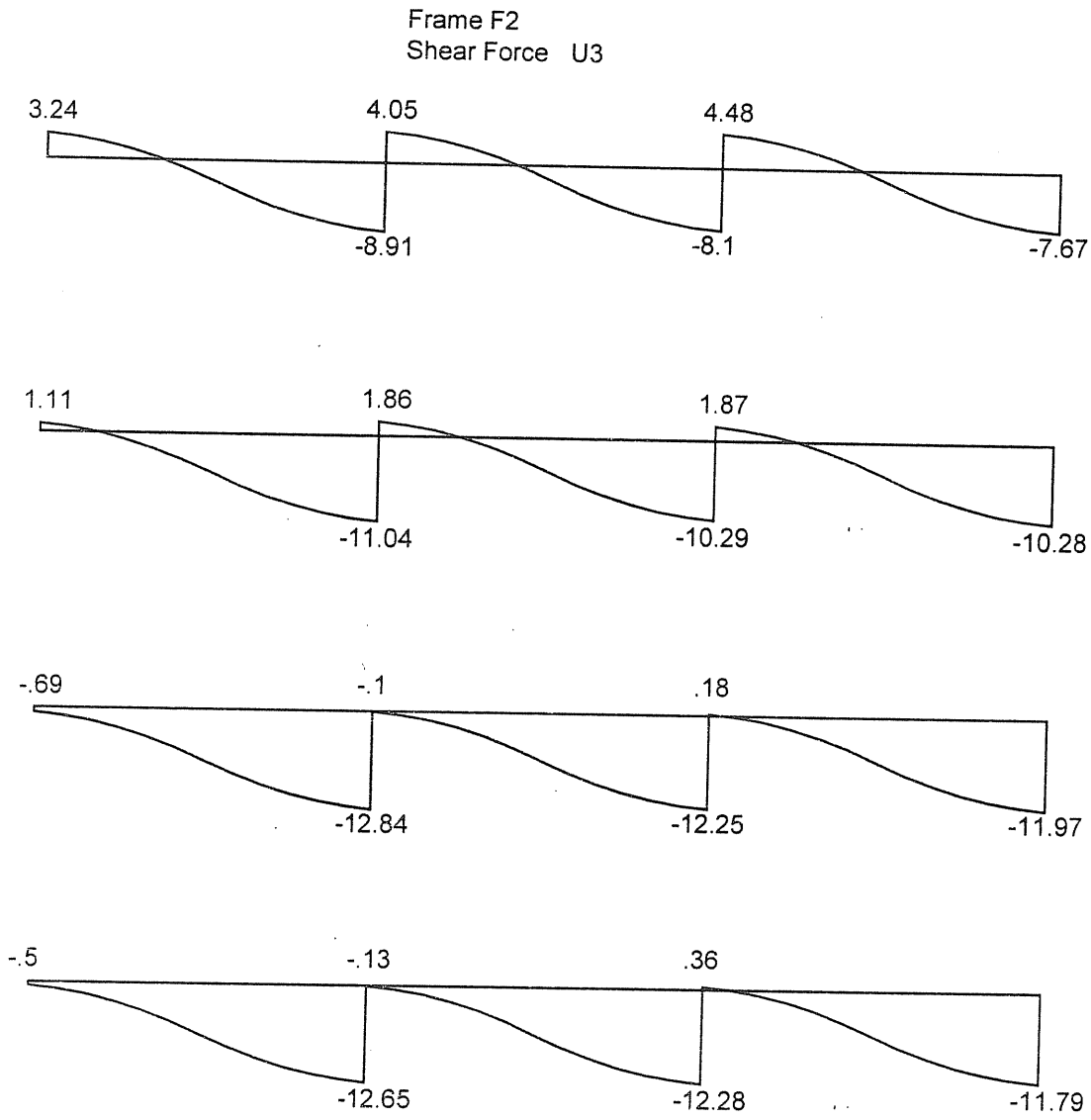
حالة التركيب U3



مخطط القوى القاصة لجوائز الإطار الداخلي F2
حالة التركيب U1



مخطط القوى القاصة لجوائز الإطار الداخلي F2
حالة التركيب U2



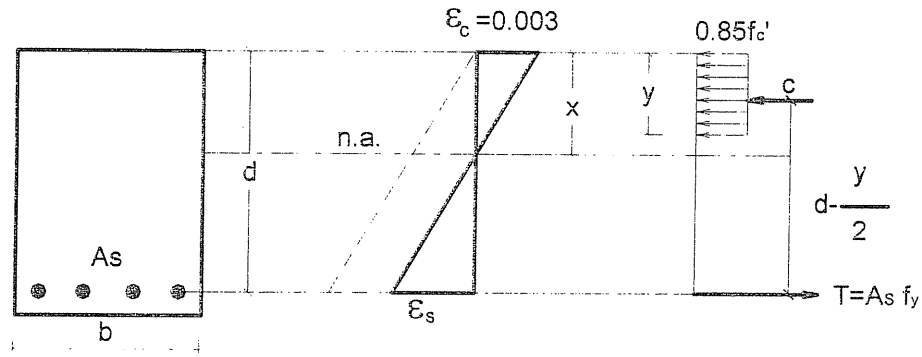
مخطط القوى القاصة لجوائز الإطار الداخلي F2
حالة التركيب U3

الفصل الثاني
تصميم الإطار من البيتون المسلح
بالطريقة الحدية

مقدمة

وفقاً لتعليمات الكود العربي السوري لعام ١٩٩٥ واشتراطاته فإنه يجب تصميم وتحقيق المقاطع الخرسانية المسلحة عند حسابها على الزلازل وفقاً لطريقة الحد الأقصى (الحدية) وقد ورد في محاضرات دورة عام ٢٠٠٠ لمقاومة الزلازل بواسطة الجدران القصية التعريف بالطريقة الحدية ونذكر هنا أهم العلاقات اللازمة أثناء التصميم أو التحقيق، ومن المفيد التذكير بالحالة التوازنية في حالة الانحناء البسيط وهي الحالة التي يبلغ الانفعال في الصلب المعرض لأقصى انفعال شد القيمة المقابلة لانفعال الخضوع والمساوي إلى $\varepsilon_y = \frac{f_y}{Es}$ في نفس اللحظة التي يبلغ فيها انفعال الضغط في الخرسانة قيمته القصوى 0.003

إن الإجهاد الأقصى في الخرسانة يساوي $0.85\ f_c'$ وهو موزع بانتظام على منطقة ضغط y وتساوي 0.85 من ارتفاع منطقة الضغط x.



$$x = \frac{y}{0.85} \quad \leftarrow \quad y = 0.85x \qquad \varepsilon_s = \frac{f_y}{Es} \qquad Es = 2.1\times10^6\ kg/cm^2$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{Es}} = \frac{0.003\times2.1\times10^6}{6300 + f_y} = \frac{6300}{6300 + f_y}$$

$$y_b = 0.85\times\frac{6300}{6300 + f_y}.d = \frac{5355}{6300 + f_y}.d \qquad (1)$$

من إسقاط القوى على محور الكمرة باعتبارها متوازنة C=T :

$$0.85 f'_c b y = A_s f_y = \mu b.d f_y$$

$$y = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{\mu.d f_y}{0.85 f'_c} \qquad A_s = \frac{0.85 f'_c \cdot y \cdot b}{f_y} \qquad (2)$$

بالتعويض في (2) القيمة y من (1) :

$$A_{sb} = \frac{5355}{6300 + f_y} d \frac{b \times 0.85 f'_c}{f_y} = \frac{4550}{6300 + f_y} . \frac{f'_c}{f_y} bd \qquad (9-5)$$

حيث A_{sb} مساحة تسليح الشد المقابلة للحالة التوازنية (مقطع مستطيل ذو تسليح شد فقط)

معادلة العزم المقاوم حيث :

$$M_u = \Omega(C \quad or \quad T)(d - \frac{y}{2})$$

$$M_u = 0.9\mu \quad b.df_y[d - 0.5\frac{\mu \quad df_y}{0.85 f'_c}]$$

بتقسيم الطرفين على $0.9bd^2$:

$$R_u = \frac{M_u}{0.9bd^2} = \mu \quad f_y(1 - \frac{0.5\mu \cdot f_y}{0.85 f'_c}) \qquad (3)$$

عندما تكون b ، d ، M_u معلومة نجد R_u وبالتالي μ :

$$\mu = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u m}{f_y}}\right) \qquad (4)$$

حيث

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

المعادلة 3 و 4 يمكن بواسطتهما إيجاد نسبة التسليح μ حيث العزم معلوم

عندما يكون $fy = 3000\ kg/cm^2$, $f_c' = 180\ kg/cm^2$

$$m = 19.61$$

$$\mu = \frac{1 - \sqrt{1 - 0.01307 R_u}}{19.61} \qquad (4')$$

هذا ويجب الانتباه أنه عند استعمال الجداول الواردة في كتاب الزميل عبد الغني كبة "حساب العناصر البيتونية المسلحة باستخدام الطريقة الحدية" الأخذ بعين الاعتبار أن :

$$K_u = 0.9 R_u$$

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2}$$

$$A_{sb} = \frac{4550}{6300 + 3000} \cdot \frac{180}{3000} . bd = 0.0294 \cdot b \cdot d$$

وحيث أن مساحة التسليح العظمى :

$$A_{s\,max} = 0.5\, A_{sb}$$

$$A_{s\,max} = \frac{1}{2} \cdot A_{sb} = 0.0147 bd$$

$$A_{s\,min} = \frac{9}{f_y} \cdot b \cdot d = 0.003 \cdot b \cdot d$$

وكذلك فإن قيمة R_u العظمى والدنيا تحدد من العلاقة (3) في هذه الحالة :

$$R_{u\,max} = 37.74$$

$$R_{u\,min} = 8.74$$

وبالتالي عند استعمال الجداول من كتاب الزميل عبد الغني كبة المذكور سابقا يكون لدينا :

$$Ku_{max} = 0.9Ru_{max} = 0.9\times 37.74 = 33.97$$
$$Ku_{min} = 0.9Ru_{min} = 0.9\times 8.74 = 7.862$$

علاقة العزوم:

نوجد العزم المقاوم لمقطع معلوم الأبعاد والتسليح من جداء القوة C أو T بالذراع $d-\frac{y}{2}$ أي :

$$M_{ur} = T\left(d-\frac{y}{2}\right)\cdot\Omega = A_s f_y\left(d-\frac{y}{2}\right)\cdot\Omega$$

وحيث $\mu = \frac{A_s}{b.d}$; $y = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c^{'}\cdot b}$ نجد :

$$M_{ur} = \Omega\left(d-\frac{A_s f_y}{2\times 0.85 f_c^{'}\cdot b}\right).A_s f_y$$

$$= \Omega\left(1-0.59\frac{A_s}{bd}\frac{f_y}{f_c^{'}}\right).A_s f_y d \qquad (9-10)$$

$$M_{ur} = \Omega C\left(d-\frac{y}{2}\right) = \Omega\left(d-\frac{y}{2}\right)0.85 f_c' by$$

$$= \Omega\left[\frac{y}{d}\left(1-0.5\frac{y}{d}\right)\right]0.85 f_c' bd^2 \qquad (9-11)$$

والعزم الأقصى المقابل لاستخدام As_{max} :

$$(M_{ur})_{max} = \Omega\left[\frac{y_{max}}{d}\left(1-0.5\frac{y_{max}}{d}\right)\right]0.85 f_c' bd^2 \qquad (9-12)$$

وبشكل أبسط يمكن تحديد العزم لمقطع معروف الأبعاد والتسليح كالتالي :

- ايجاد ارتفاع المنطقة المضغوطة y من العلاقة $y = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$

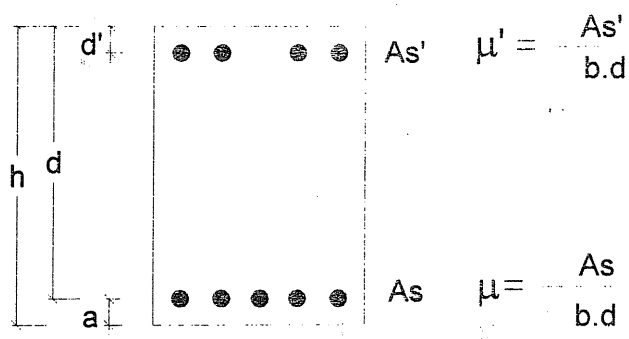
ومنها نجد ذراع مزدوجة العزم والمساوية إلى : $(d-\frac{y}{2})$

وبالتالي العزم المقاوم هو جداء قوة الشد أو الضغط بذراع المزدوجة :

$$M_{ur} = (C \quad or \quad T)(d-\frac{y}{2})\Omega$$

حيث $T=A_s f_y$; $C=0.85 f_c b\, y$

أما إذا أردنا تحديد العزم المقاوم الأقصى لمقطع مستطيل أحادي التسليح فنقوم بإيجاد $As_{max}=1/2\ A_{sb}$ من علاقة التسليح التوازنية ونحدد y_{max} ونجد كما ورد أعلاه العزم المقاوم الأقصى لقطاع أحادي التسليح.



١- نحسب Ru فإذا كانت أكبر من Ru_{max} فإن المقطع يحتاج لتسليح ضغط.

٢- نحسب العزم المقاوم للمقطع أحادي التسليح باستخدام مساحة التسليح العظمى $A_{s\,max}$ وفق العلاقة (9-5) وبالتالي العزم وفق العلاقة (9-12).

٣- نحسب العزم الذي يجب أن يتحمله التسليح المضغوط : $\Delta M_u = M_u - M_{urmax}$.

٤- نوجد التسليح المضغوط لشد المقابلة A'_s

$$A'_s = \frac{\Delta M}{0.9(d-d')f_y} \qquad (9-17)$$

وذلك بعد التأكد من إجهاد المضغوط

$$f'_s = \sigma 300\left[1 - \frac{d'}{d}\frac{6300+f_y}{6300}\right] \le f_y$$

من العلاقة نجد أنه عندما يكون $f'_c = 180\,kg/cm^2$ $f_y = 3000$ kg/cm2

وإذا لم تكن $d < 3d'$ فالإجهاد في الحديد المضغوط دائماً يساوي f_y

ويجب التأكيد هنا أنه لا يجوز أن تزيد A_s-A'_s في أي مقطع حرج من جوائز الإطار عن نصف التوازنية

وعليه فإن التسليح المشدود $A_s = A_{smax} + A'_s$

ويحدد العزم المقاوم بالتالي من حداء مجموع التسليح المشدود في ذراع المزدوجة

$$\Omega\ Mn = \Omega(A_s - A'_s)\cdot fy\cdot\left(d - \frac{y}{2}\right) + A'_s f_y(d-c$$

$$= \Omega\left[\left(\frac{A_s - A'_s}{b.d}\right)\left(1 - 0.59\frac{A_s - A'_s}{b.d}\frac{f_y}{f'_c}\right) + \frac{A'_s}{b.d}\left(1 - \frac{c'}{d}\right)\right]\cdot d^2 b f_y \qquad (9-15)$$

وبشرط تحقيق $\dfrac{A_s - A'_s}{b.d} \ge \dfrac{0.85 f'_c}{f_y}\dfrac{d'}{d} \times \dfrac{5350}{6300 - f_y}$

ويجب التأكيد هنا أن مساحة تسليح الشد القصوى لقطاع ثنائي التسليح يجب أن لاتزيد عن A_{smax} 1.5 حيث $A_{smax} = 0.5\ A_{sb}$

أي الحد الأقصى لتسليح الشد لقطاع ثنائي التسليح هو A_{sb} 0.75 حيث A_{sb} هي مساحة تسليح الشد التوازنية لقطاع مستطيل أحادي التسليح.

١- حساب تسليح البلاطة :

يتم تصميم البلاطات بإستعمال فولاذ تسليح حد مرونته ٢٤٠٠ كغ/سم^2

أبعاد البلاطة ٦×٦ م سماكة ١٦ سم وبفرض الاستناد بسيط يكون العزم :

$$M_u = 0.036(0.55\times1.5+1.8\times1)\times\overline{6}^2 = 3.402 \quad tm$$

$$R_u = \frac{340200}{0.9\times100\times\overline{14}^2} = 19.29$$ علاقة (٣)

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{2400}{0.85\times180} = 15.69$$

$$\mu = \frac{1}{15.69}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times19.29\times15.69}{2400}}\right) = 0.0086$$

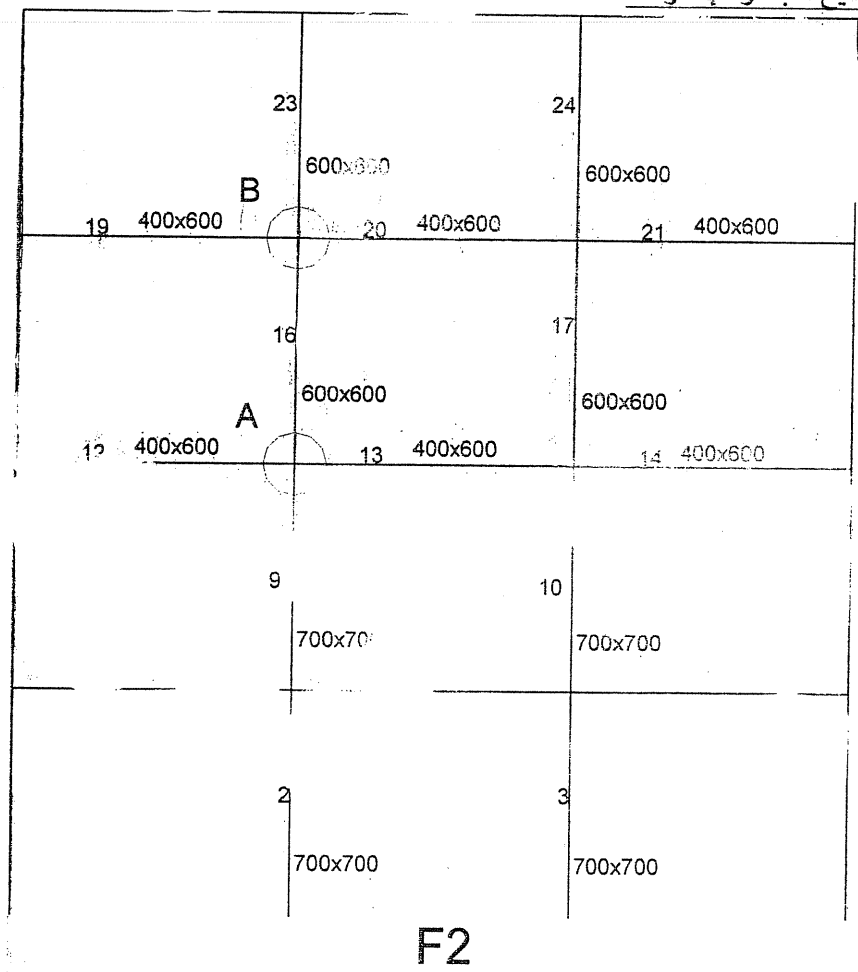
$$\mu = 0.0086 \rightarrow A_s = 100\times14\times0.0086 = 12.07\ \text{cm}^2$$

بالاتجاهين $8\phi14/\text{m}$

مع تكسيح نصف الحديد الموجب اعتباراً من ١,٢ م من وجه المسند ويستمر ١,٥ م في الفتحة المجاورة.

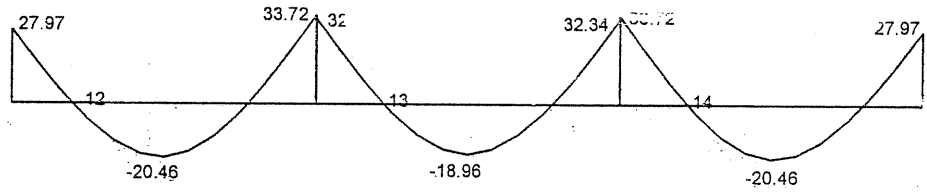
ملاحظة: يمكن تصميم البلاطات بالطريقة المرنة.

٢- حساب تسليح الجائز للإطار F2

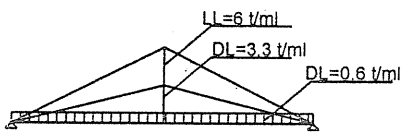


F2

يحدد العزم الموجب من حالة التحميل U1 ويصعد بنسبة 15% بدلاً من التحميل الشطرنجي وعلى أن لا يقل عن $0.5\ M_0$، وبحيث لا يقل كذلك مجموع العزمين السالب والموجب للمجاز الواحد عن $1.2\ M_{uo}$.



MOMENT MZ LN= 4



Muo=.6*6*6*1.5/8+3.3*6*6*1.5/12+6*6*6*1.8/12=51.3 tm

M_u=0.5 M_{u0}=25.65 t.m>1.15M_u=1.15× 20.46=23.53 t.m

M_u= 1.2M_{uo}- ($M_{u\ left}$ +$M_{u\ right}$)/2 = 1.2× 51.3-(27.97+33.72)/2=30.71 t.m

نوجد التسليح

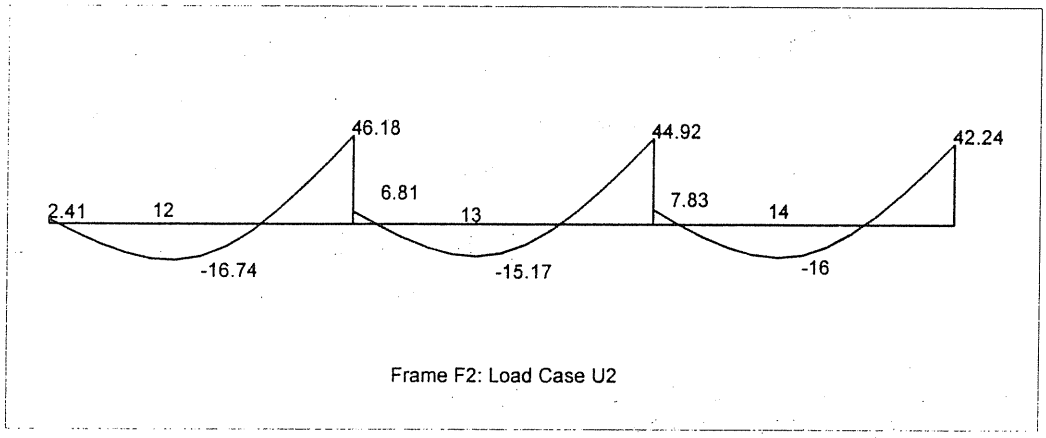
M_u=30.71 t.m

R_u=28.2→μ=0.0105>μ_{min}=0.003

A_s=23.05 cm^2 8ϕ20

يجب أن يتم تسليح العقد الوسطية والطرفية وفقاً لما هو وارد في الجزء الأول من الإشتراطات الملحقة بالكود العربي السوري والموضحة في الصفحات ٢٩-٣٣ مع التأكيد على مد الحديد العلوي للعقدة الطرفية داخل العمود لتأمين الوثاقة، كما هو موضح في الشكل (ص ٥١).

- العزم السالب : من حالة التحميل U2 نجد $Mu=46.18\ t.m$ (حيث أن العزم الناتج عن حالة التحميل للتركيب U2 أكبر من العزوم في حالتي U1, U3)



- المقطع بحاجة لتسليح مضغوط $R_u=42.4>R_{u\,max}$
- التسليح الأعظمي لقطاع أحادي التسليح $A_{s\,max}=0.0147*40*55=32.49cm^2$
- نوجد العزم الأقصى لقطاع أحادي التسليح من العلاقة (12-9) بعد ايجاد y_{max}.

$$y_{\max}=\frac{A_{s\max}f_y}{0.85f'_cb}=\frac{32.49\times3000}{0.85\times180\times40}=15.930cm$$

$$M_{ur}=0.9\left[\frac{15.93}{55}\left(1-0.5\frac{15.93}{55}\right)\right]0.85\times180\times40\times\overline{55}^2=4126965kg.cm \qquad M_u=41.27\ t.m$$

$$\Delta M=46.18-41.27=4.91\ t.m$$

$$A_s'=\frac{4.91\times10^5}{0.9(55-5)\times3000}=3.7\ cm^2$$

وبالتالي التسليح المشدود $As=32.49+3.7=36.2\ cm^2$; $10\phi22$

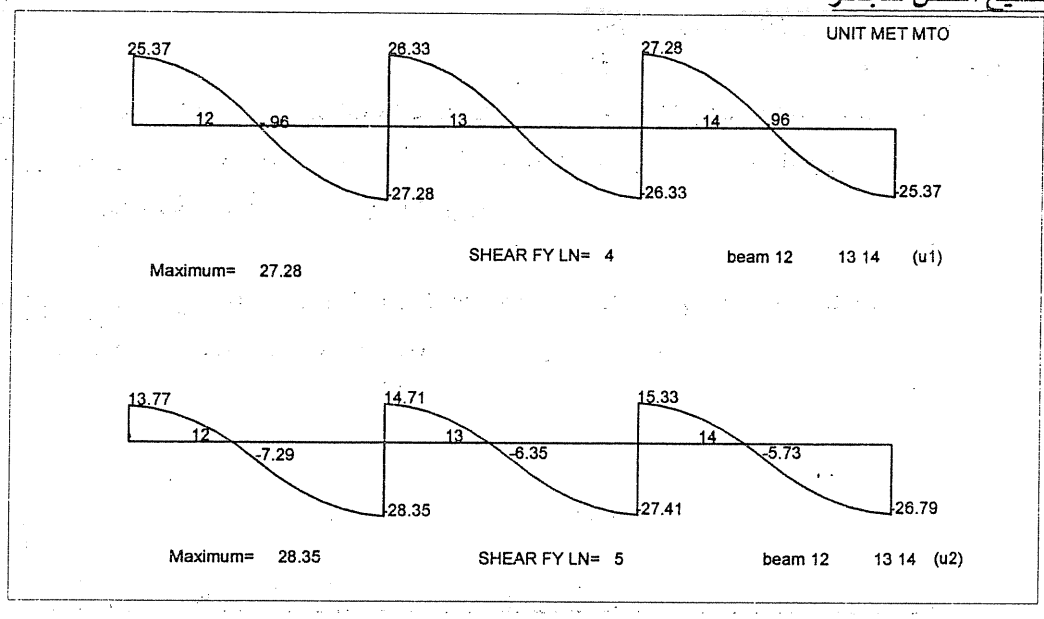
والتسليح المضغوط $A'_s=3.7cm^2$

التأكد من إجهاد التسليح الضغط :

$$f'_s=6300\left[1-\frac{5}{55}\frac{6300+3000}{6300}\right]=5363>f_y$$

ونعتمد $f'_s=f_y$

٣- تسليح القص للجائز



بالرجوع إلى حالات التحميل نجد من U1 $T_u=27.28\ t$

من U2 $T_u=28.35\ t$

$$\tau_u=\frac{V_u}{0.85b_w d}=\frac{28.35\times10^3}{0.85\times40\times55}=15.1\ \ kg/cm^2>\tau_{cu}$$

$$\tau_{cu}=0.72\sqrt{f_c'}=9.66\ \ kg/cm^2$$

$$\tau_{cu\,max}=2.04\sqrt{f_c'}=27.4\ \ kg/cm^2$$

باستعمال أساور

وحيث $\tau_0=0$ (تهمل مساهمة البيتون في مقاومة القص)

$$A_{st}=\frac{\tau_u\times b\times s}{f_y}=\frac{15.1\times40\times15}{3000}=3.02\ \ cm^2$$

(الحديد محلزن حد مرونته $f_y=3000\ kg/cm^2$)

نستخدم اسوارتين : $2\ x\ 2\ x\ 0.785=3.14\ cm2$ $2\phi10\ /15\ cm$

لمسافة 1.5m من وجه المسند، وباقي المسافة : $2\phi10\ /20cm$

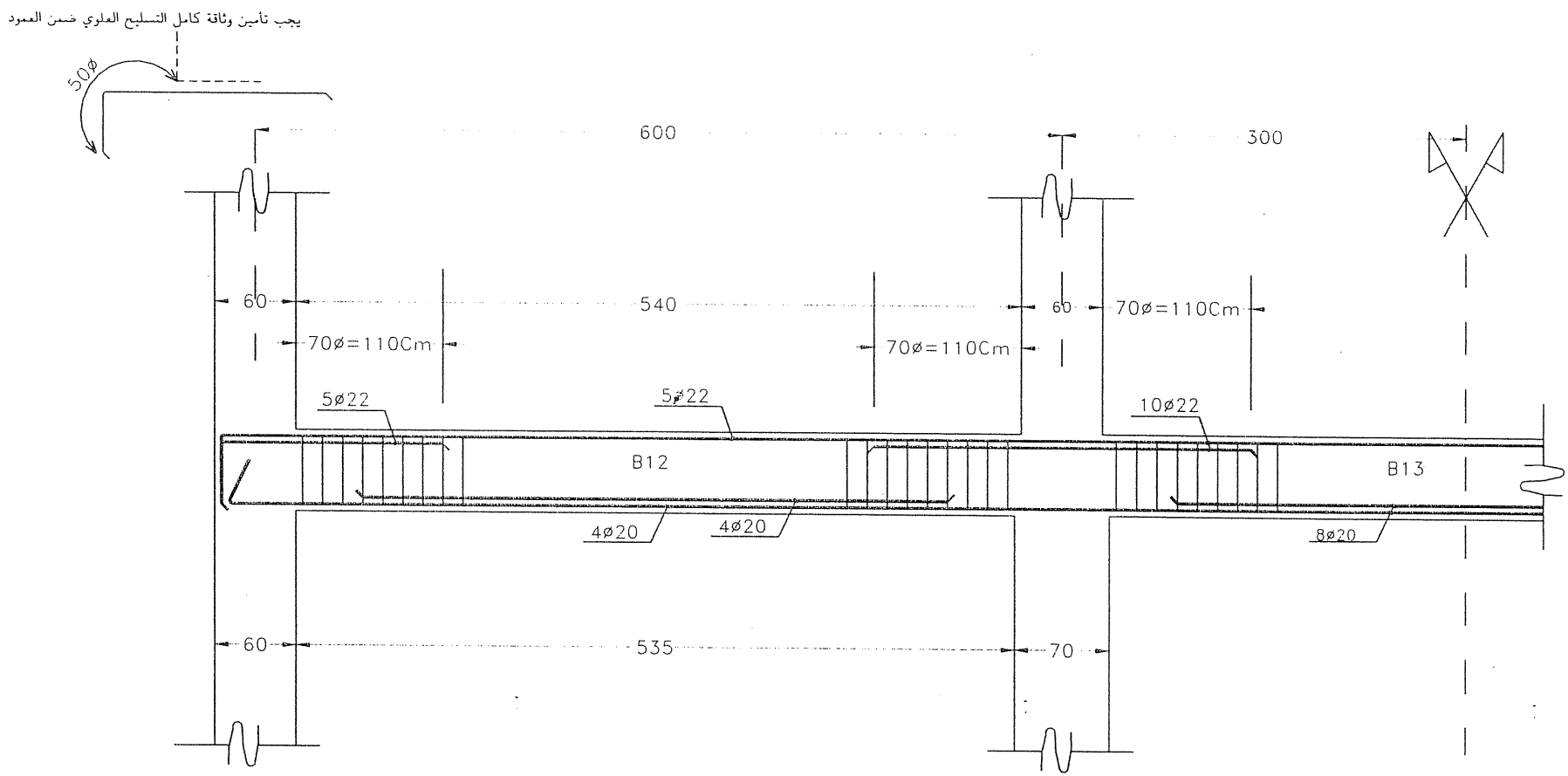
لإيجاد موقع تغيير تباعد الأتاري إلى قيمة أكبر (20 cm) تم حساب قيمة القوة القاصة من التالي:

$$Ast=\frac{\tau\cdot b\cdot s}{f_y}\ \Rightarrow\ \tau=\frac{fy\cdot Ast}{b\cdot s}=\frac{4\times0.785\times3000}{20\times40}=11.775\ \ kg/cm^2$$

$$Vu=0.85fy\cdot bd\cdot\tau=0.85\times40\times55\times11.775=22.02\ t$$

وهذه القيمة تقع على مسافة 1.5m من محور العمود وفق مخطط القص، وزيادة في الأمان تم اعتماد المسافة 1.5 m من وجه المسند وقطر 10mm لمسافة 20cm.

ملاحظة: يفضل بشكل عام استعمال أتاري من حديد أملس $fy=2400\ kg/cm^2$ وبحيث يكون التباعد بين الأساور أكبر من 10-12.5cm لسهولة الصب.



التسليح الرئيسي للجوائز B12-B13

٤- تصميم الأعمدة:

العمود C_1 في الطابق الأرضي :

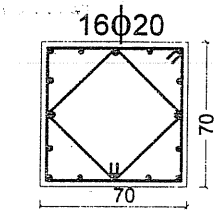
70× 70 cm

حالة U1 :

$N_{u1} = 462\ t$

$M_{u1} < 1\ t.m$

$A_s = 16 \times 3.14 = 50.24\ cm^2$



العمود C1 طابق أرضي وأول

العمود معرض للضغط البسيط نظراً لصفر العزم وقد أوضح الكود ذلك حيث ورد عند حساب الأعمدة .... إذا بيّن التحليل الإنشائي أن العمود غير خاضع لعزم انحناء في أخطر حالات التحميل أو خاضع لعزم انحناء يؤدي إلى لا مركزية (e) لا تزيد عن 0.05 من العمق الكلي لقطاع العمود في الاتجاه المدروس، فيمكن إهمال تأثير العزم وحساب قطاع العمود وتسليحه بافتراضه معرضاً للضغط البسيط كود ص (١٨٥).

نحدد الحمل الأقصى للعمود من العلاقة :

$$Nu = 0.8\Omega\left[0.85 f_c' A_c' + f_y A_s\right] \qquad (9-1)$$

$$= 0.8 \times 0.7\left[0.85 \times 180 \times 70 \times 70 + 3000 \times 50.24\right] = 504000 kg$$

$Nu = 504\ \ t > Nu_1 = 462\ \ t$ ok

حالة U2 :

$Nu_2 = 370.4\ t$

$Mu_2 = 36.35\ t.m$

$g = 0.8$

$$K = \frac{Nu}{f_c' bH} = 0.42 \quad ; \quad K\frac{e}{H} = \frac{Mu}{f_c' bH^2} = 0.059$$

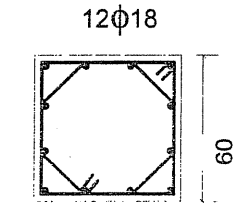
من مخطط الترابط نجد $m\mu_t = 0$ والتسليح أصغري والمقطع محقق.

العمود C_1 في الطابق الثاني:

60×60 cm

حالة U1 : القوة الضاغطة $N_{u1} = 228.6\ t$

(يهمل لصغره) $M_{u1} < 1\ t.m$



العمود C1 طابق ثاني وثالث

نحدد الحمل الأقصى للعمود من العلاقة (1-9)

$Nu = 0.8 \times 0.7(0.85 \times 180 \times 60 \times 60 + 12 \times 2.54 \times 3000)$

$= 359650\ kg$

$Nu_1 = 228.6\ t < Nu = 359.65\ t$ ok

حالة U2 : طابق ثاني

القوة الضاغطة $Nu2 = 183.5\ t$

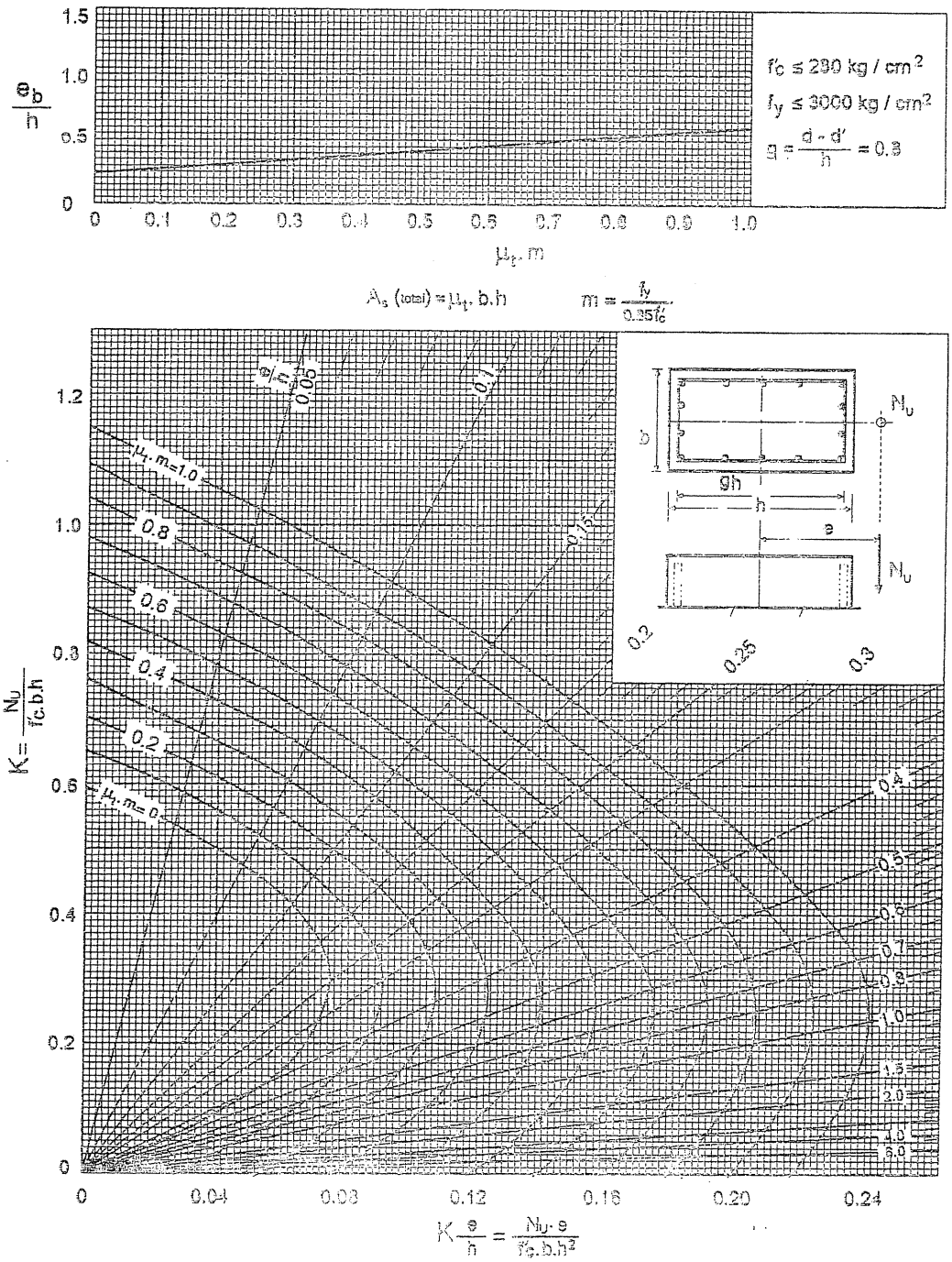
العزم $Mu2 = 17.85\ t.m$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 9.77 \ \ cm \qquad > 0.05 \times 60 = 3 \ \ cm$$

$$g = 0.8 \quad ; \quad K = 0.284 \qquad K\frac{e}{H} = 0.046$$

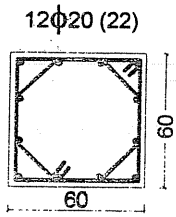
من مخطط الترابط نجد $m\mu_t = 0$ والمقطع محقق.

UNIAXIAL CHART NO. (1 - 16)



from: Ultimate Strength Design Handbook
(C.C.I. Special Publication No. 17A)

مخطط التقارب للأعمدة



العمود C2-C3

العمود C_2 طرفي في الطابق الأرضي :

حالة U1 (من الإطار F2)

$$N_{u1} = 308.8\ t$$
$$M_{u1} = 11.31\ t.m$$

العزم بالاتجاه الثاني صغير القيمة.

$$e = \frac{11.31}{308.8} = 0.037 \quad m > 0.05 \times 0.6 = 0.03 \quad m$$

$$g = 0.8 \quad ; \quad K = 0.48 \quad K\frac{e}{H} = 0.03$$

من مخطط الترابط نجد $m\mu_t = 0$ والمقطع محقق.

حالة U2 (من الإطار F2) : في الطابق الأرضي اتجاه الهزة باتجاه الإطار F_2

$$N_{u2}=266.8\ t$$
$$M_{u2}=23.87\ t.m$$

العزم بالاتجاه الاخر صغير مهمل.

$$K = 0.41 \quad , \quad K\frac{e}{H} = 0.062 \quad , \quad m\mu_t = 0$$

حالة U2 (من الإطار F1) : في الطابق الأرضي، اتجاه الهزة باتجاه الإطار F1

$$N_{u2}=248.87\ t$$
$$M_{u2x}=27.17\ t.m$$

العزم بالإتجاه الآخر $M_{u2y}=0.8x5.63=4.5$ t.m ومنه نجد قيمة Nu′ max=285 ton التي يتحملها المقطع أكبر من القوة الحدية المطبقة 248.87 ton (تم حساب القيم من حالة اللامركزية المركبة كما سيرد لاحقاً بالتفصيل أثناء تحقيق العمود الركني C3). وبتطبيق نفس الطريقة على الجهود في أعلى العمود نفسه نجد أن المقطع محقق.

العمود C_2 طرفي في الطابق الأخير:

حالة U2 (من الإطار F2) : وهي الأسوأ وباعتبار المقطع والتسليح ثابت.

$$N_{u2}=63.97\ t$$
$$M_{u2}=26.21\ t.m$$

العزم بالاتجاه الاخر صغير مهمل.

$$K = 0.1 \quad , \quad K\frac{e}{H} = 0.068 \quad , \quad m\mu_t = 0.13$$
$$\mu_t = 0.0067 < 0.0105$$

محقق :

حالة U2 (من الإطار F1) : حيث اتجاه الهزة بإتجاه الإطار F1، وبدراسة العمود تحت تأثير قوة ناظمية وعزمين وفق القيم التالية :

$$N_{u2}=61.51\ t$$
$$M_{u2x}=12.18\ t.m$$
$$M_{u2y}=0.8\times 23.69=18.95\ t.m$$

نجد أن مقطع العمود محقق.

العمود المركزي C_3 : العمود جزء من الإطار F_1

60×60 cm أبعاده وتسليحه كالعمود الطرفي في كافة الطوابق وبشكل أولي.

حالة U1 طابق أرضي :

القوة الناظمة الضاغطة $N_u = 203.4\ t$

العزوم $M_{ux} = 9.31\ t.m$

$M_{uy} = 9.31\ t.m$

ووفقاً للكود يجب أن لا تزيد القوة الناظمية الحدية المطبقة على القطاع عن القيمة $N'_{u\ max}$ المعطاة بموجب العلاقة التالية :

$$\frac{1}{N'_{u\ max}} = \frac{1}{N_{ux\ max}} + \frac{1}{N_{uy\ max}} - \frac{1}{N_{u\ max}}$$

حيث

- $N_{ux\ max}$ القوة الناظمية الحدية القصوى التي يمكن للقطاع تحملها في حالة اللامركزية البسيطة وباعتبار $e_y=0$, $e_x\neq 0$.
- $N_{uy\ max}$ القوة الناظمية الحدية القصوى التي يمكن للقطاع تحملها في حالة اللامركزية البسيطة وباعتبار $e_x=0$, $e_y\neq 0$.
- $N_{u\ max}$ القوة الناظمية الحدية القصوى التي يمكن للقطاع تحملها في حالة اللامركزية البسيطة وباعتبار $e_y=0$, $e_x=0$.

نجد

$$N_{u\ max} = \Omega\left(0.85 f'_c A'_o + f_y A_s\right)$$
$$= 0.7\left(0.85\times 180\times 60\times 60 + 12\times 3.14\times 3000\right) = 464700\ \ kg$$

إيجاد $N_{uy\ max} = N_{ux\ max}$ في هذه الحالة العزوم متساوية

$$\mu = \frac{12\times 3.14}{60\times 60} = 0.0104 \qquad m\mu_t = 0.0104\times 19.61 = 0.204$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0.046\ \ m \qquad ;\frac{e}{h} = \frac{4.6}{60} = 0.077$$

بالعودة إلى مخططات الترابط ومن تقاطع المستقيم e/h مع المنحني $m\mu_t$ نوجد k فنجد أنها 0.6 وبالتالي:

$N_{ux\ max} = N_{uy\ max} = 0.6\times 180\times 60\times 60 = 388.8\ t$

حيث $k = \frac{N_u}{f'_c bh}$ ومنها نجد $Nu = f'_c bh.k$

نعوض في المعادلة :

$$\frac{1}{N'_{u\ max}} = \frac{1}{388.8} + \frac{1}{388.8} - \frac{1}{464.7}$$

$$N'_{u\ max} = 334.2\ \ t > 203.4\ \ t \qquad ok$$

حالة U2 طابق أرضي :

$N_{u2} = 183\ t$

$M_{u2x} = 27.39\ t.m$

$M_{u2y} = 9.31\times 0.8 = 7.45\ t.m$

القوة الناظمية عند الضغط المركزي $N_{u\ max} = 464.7$

$m\ \mu_t = 0.204$

$$e_x = \frac{27.39}{183} = 0.15 \ \ m \quad ; \quad \frac{e}{h} = \frac{15}{60} = 0.25$$

من مخططات الترابط نجد $k=0.4$

$N_{ux\,max}=0.4\times60\times60\times180=259.2\ t$

$$e_y = \frac{7.45}{183} = 0.04 \ \ m \quad ; \quad \frac{e}{h} = 0.0667 \qquad m\mu_t = 0.204$$

نجد $k=0.62$ وبالتالي $N_{uy\ max} = 401.7 \ \ t$

$$N'_{u\ max} = \frac{1}{\frac{1}{259.2} + \frac{1}{401.7} - \frac{1}{464.7}} = 238.4 \ \ t > 183 \ \ t$$

نحقق العمود في الطابق الأخير حيث المقطع والتسليح ثابت كما في الطابق الأراضي.

في حالة U2 :

$N_{u2}=42\ t$
$M_{ux}=23.13\ t.m$
$M_{uy}=19.95 \text{ x } 0.8=15.96\ t.m$
$m\ \mu_t = 0.204$
$N_{u\ max} = 464.7 \ \ t$

$$e_x = \frac{23.13}{42} = 0.55 \quad \rightarrow \quad \frac{e}{h} = 0.91 \quad \rightarrow \quad k = 0.085$$

$$N_{ux\ max} = 55.0 \ \ t$$

$$e_y = \frac{15.96}{42} = 0.38 m \quad \rightarrow \quad \frac{e}{h} = 0.63 \quad \rightarrow \quad k = 0.14$$

$$N_{uy\ max} = 90.7 \ \ t$$

$$N'_{u\ max} = \frac{1}{\frac{1}{55.0} + \frac{1}{90.7} - \frac{1}{464.7}} = 36.96 \ \ t < 42 \ \ t$$

وهذا غير محقق.

يتم زيادة مساحة التسليح بحيث تصبح في الطابق الأخير 12ϕ22 ونحقق العمود تحت تأثير نفس الجهود فنجد

$$\mu_t = \frac{12 \times 3.8}{60 \times 60} = 0.0127 \quad , \quad m\mu_t = 0.248$$

$$k_x = 0.105 \quad , \quad N_{ux\ max} = 68 \ \ t$$

$$k_y = 0.17 \quad , \quad N_{uy\ max} = 110 \ \ t$$

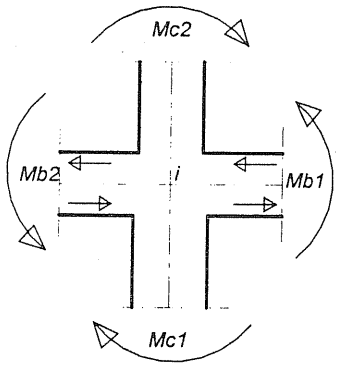
$$N_{u\ max} = \Omega\left(0.85 f'_c A'_o + f_y A_s\right)$$

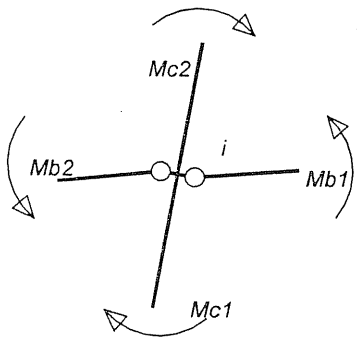
$$= 0.7\left(0.85 \times 180 \times 60 \times 60 + 12 \times 3.8 \times 3000\right) = 481300 \ \ kg$$

$$N'_{u\ max} = \frac{1}{\frac{1}{68} + \frac{1}{110} - \frac{1}{481.3}} = 42.0 \ \ t \ \text{ o.k.}$$

من المفضل أن يتم تعميم التسليح على كامل ارتفاع العمود في كافة الطوابق.

٥- تدقيق الوصلة عند الحساب لمقاومة أحمال الزلازل





وفق متطلبات الكود العربي السوري يجب تدقيق نسبة عزم الانعطاف المقاوم لعناصر هذه الوصلة بحيث تحقق مبدأ العمود الأقوى والجائز الأضعف أي أن تضمن تشكل المفاصل اللدنة في الجوائز أولا (انظر الشكل أدناه)، وينصح أن نختار الأبعاد النسبية لأعمدة وجوائز كل عقدة في المنشأ الإطاري والتسليح لتحقيق الشرط التالي :

$$\frac{M_{c1}+M_{c2}}{M_{b1}+M_{b2}} \geq 1.1$$

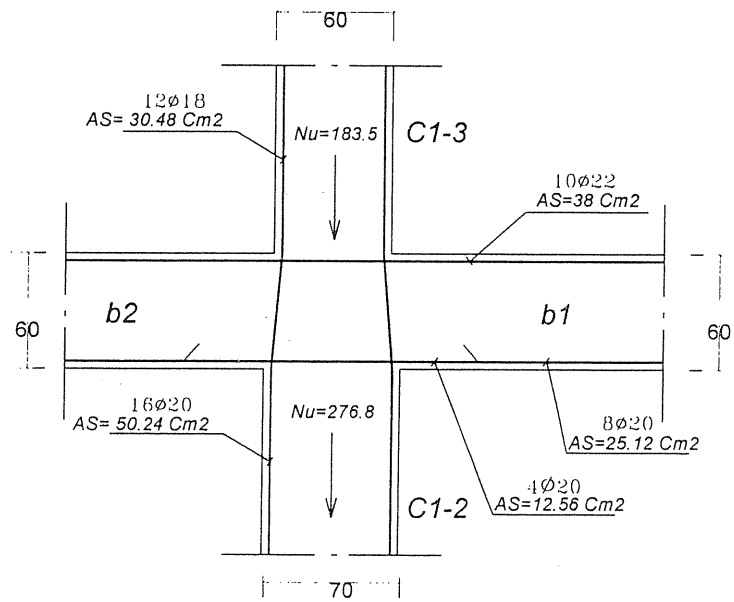
M_{ci} العزم المقاوم لكل عمود يتصل بالعقدة يتم حسابه من مواصفات مقطع العمود.

M_{bi} العزم المقاوم لكل جائز يتصل بالعقدة يتم حسابه من مواصفات مقطع الجائز.

في حال تحقيق عقد الإطار لمقاومة الزلازل فإن العزمين الذي يتشكلان في طرفي العقدة الداخلية يكون أحدهما موجب والآخر سالب. فالعزم الموجب يسبب شد في قضبان التسليح السفلية والعزم السالب يسبب شد في قضبان التسليح العلوية. فيكون بالتالي الوجه العلوي للجائز مضغوط في أحد أطراف العقدة ومشدود في الطرف الآخر بينما يكون الوجه السفلي للجائز يخضع إلى قوى شد وضغط على طرفي العقدة تعاكس اتجاهات الشد والضغط في الوجه العلوي.

ومن الناحية العملية فإن شرط تحقيق العقد قد يحتاج إلى تكبير الأعمدة في الطوابق العلوية وعدم استعمال الأبعاد اللازمة للأحمال الشاقولية فقط، أو تكبير نسب التسليح في هذه الطوابق.

تحقيق العقدة (A): $\frac{M_{c1}+M_{c2}}{M_{b1}+M_{b2}} \geq 1.1$



العزم المقاوم للجائز b1 و b2 وفق الكود ص ٢٣٠ علاقة 9-15 و 9-10

$$Mur=\Omega\left[\left(\frac{A_s-A'_s}{b.d}\right)\left(1-0.59\frac{A_s-A'_s}{b.d}\frac{f_y}{f'_c}\right)+\frac{A'_s}{b.d}\left(1-\frac{d'}{d}\right)\right]\cdot d^2bf_y \qquad (9-15)$$

$$Mur_{b1}=0.9\left[\left(\frac{38-5.51}{40\times55}\right)\cdot\left(1-0.59\frac{38-5.51}{40\times55}\cdot\frac{3000}{180}\right)+\frac{5.51}{40\times55}\left(1-\frac{5}{55}\right)\right]\cdot55^2\cdot40\cdot3000=48.71$$

حيث $As=Asmax+As'=10x3.8=38cm^2$ و $Asmax=32.49\ cm^2$ كما ورد معنا سابقا عند ايجاد تسليح الجائز وبالتالي As'=38-32.49=5.51 cm2

ومن العلاقة التالية لمقطع أحادي التسليح نجد:

$$Mur=\Omega\left(1-0.59\frac{A_s}{bd}\frac{f_y}{f_c'}\right).A_sf_yd \qquad (9-10)$$

$$Mur_{b2}=0.9\left(1-0.59\frac{4\times3.14}{40\times55}\cdot\frac{3000}{180}\right)\cdot12.56\times3000\times55=17.61 \quad \text{t.m}$$

$$\left.\begin{matrix}Mur_{b1}=48.71\,t.m\\Mur_{b2}=17.61\,t.m\end{matrix}\right\}\sum Mu_b=66.31\ \ t.m$$

الأعمدة : نوجد العزم المقاوم بالاستعانة بمنحنيات الترابط من حالة U2

العمود c_{1-2}

$K=0.31$

$m\mu t=0.2 \quad\rightarrow\quad k\frac{e}{h}=0.106$

$Mu=65.4\ t$

ومنه

العمود c_{1-3}

$K=0.28 \qquad M\mu t=0.166$

$k\frac{e}{h}=0.1 \qquad Mu=38.9\ \ t.m$

$\sum M_c=65.4+38.9=104.3\ \ t$

$\frac{\sum M_c}{\sum M_b}=\frac{104.3}{66.31}=1.57>1.1$ محقق

<u>تحقيق العقدة (B):</u>

العقدة B في الطابق الأعلى مباشرة (سقف الطابق الثاني) حيث العمود من الطرفين :

60cm×60 والجائز له نفس التسليح والأبعاد،

نوجد العزم المقاوم للعمود من الأعلى حيث القوة الضاغطة

Nu=92.7 t , K=0.14 , $m\mu t=0.166 \quad\rightarrow\quad k\frac{e}{h}=0.088$

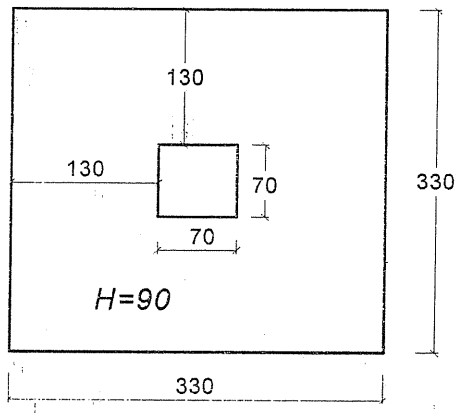
$Mu=34.2\ t$

$\frac{\sum M_c}{\sum M_b}=\frac{38.9+34.2}{48.71+17.6}=1.10\geq1.1$

محقق

٦ تصميم الأساسات :

تصميم الأساس F1 للعمود C1 الوسطي :



الاساس F1

حالة U1
Nu= 462 t
ويهمل العزم لصغره

نختار أساس مربع الشكل بمساحة

$$A=\frac{462\times1.08}{30\times1.55}=10.7m^2$$

$$\sigma=\frac{462\times1.08}{3.3\times3.3}=45.82<\sigma_{soil}\times1.55=46.5t/m^2$$

$$\sigma_{net}=\frac{462}{3.3\times3.3}=42.33\ t/m^2$$

$$M_u=\frac{42.33\times1.3^2}{2}=35.77\ t.m$$

$$R_u=5.5 \qquad \mu=0.00187$$

$$A_s=15.9\ cm^2 \qquad 8\phi16/m$$

بالاتجاهين

القص

Q= 462 - 42.33×1.55×1.55=360.3 ton

$$\tau=\frac{360300}{0.85\times4\times155\times85}=8\ \ kg/cm^2$$

$$\tau_{cu}=\sqrt{f'_c} \qquad \tau=8\ \ kg/cm^2<\tau_{cu}=13.41\ kg/cm^2$$

التحقيق في حالة U2 :

Nu_2=370.4 t
Mu_2=36.35 t.m

لتحقيق الإجهاد على التربة يتم استعمال حالة U2 دون عامل التخفيض 0.8 كما ورد في الإشتراطات الجزء الثاني ص١٦ وبالتالي:

Nu_2=370.4/0.8= 463 t
Mu_2=36.35/0.8 = 45.44 t.m

إن الإجهاد المسموح في التربة مع وجود حمولة زلزال (حالة U2) يشمل الحالة:

أ- عندما تكون نسبة الإجهاد الأعظمي إلى الأصغري تحت الأساس $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}<2$ يكون الإجهاد المسموح

$$1.25\times1.55\sigma_s=2\sigma_s$$

ب- عندما تكون نسبة الإجهاد الأعظمي للأصغري تحت الأساس $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}\geq2$ يكون الإجهاد المسموح

$$1.25\times1.25\times1.55\sigma_s=2.4\sigma_s$$

نحسب الإجهاد ونتحقق منه، أولا بدون إدخال الوزن الذاتي للأساس:

$$\sigma=\frac{N}{A\times B}\left(1+\frac{6e}{B}\right)$$

$$e=\frac{4544}{463}=0.098m=9.8cm<\frac{330}{6}=55\,\text{cm}$$

$$\sigma_{1,2}=\frac{463\times10^3}{330\times330}\left(1\pm\frac{6\times9.1}{330}\right)=\rightarrow \begin{matrix}\sigma_1=5kg/cm^2\\ \sigma_2=3.5\ kg/cm^2\end{matrix}$$

ومع إدخال الوزن الذاتي نضيف للإجهاد السابق

$$\frac{0.08\times463\times10^3}{330\times330}=0.34kg/cm^2$$

فيكون إجهاد التربة النهائي هو

$$\sigma_1=5+0.34=5.34<3\times2=6kg/cm^2$$

$$\sigma_2=3.5+0.34=3.84\ kg/cm^2$$

والإجهاد محقق.

أما لحساب التسليح في البيتون ، يتم أخذ حالة U2 بشكلها العادي أي مع العامل 0.8 أي

$Nu_2=370.4\ t$

$Mu_2=36.35\ t.m$

$$\sigma_{1,2}=\frac{370400}{330\times330}\left(1\pm\frac{6\times9.8}{330}\right)=\rightarrow \begin{matrix}\sigma_1=4kg/cm^2\\ \sigma_2=2.8kg/cm^2\end{matrix}$$

وبالتدقيق وفق حالة U2 نجد أن المقطع المحسوب سابقا محقق.

الأساس F2 للعمود C2 الطرفي:

الحمولات حالة U1

رد الفعل :

$Nu=308.8\ t$

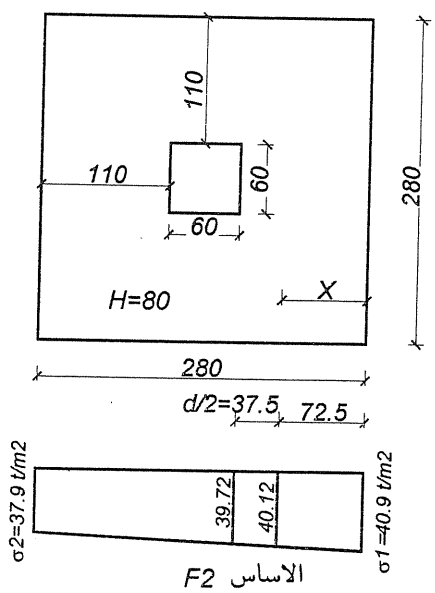
Mu= 5.63 t.m

نفرض أبعاد الأساس 280×280 cm

نحسب الإجهاد أولا بدون إدخال الوزن الذاتي للأساس

$$e=\frac{5.63}{308.8}=0.018m=1.8cm$$

$$\sigma_{1,2}=\frac{N}{A\times B}\left(1\pm\frac{6e}{B}\right)$$



$$=\frac{308.8\times10^3}{280\times280}\left(1\pm\frac{6\times1.8}{280}\right)=\rightarrow$$

$$\sigma_1=4.09\ \ kg/cm^2$$

$$\sigma_2=3.79\ \ kg/cm^2$$

وبعد ادخال الوزن الذاتي للأساس نضيف للإجهاد السابق:

$$\frac{0.08\times308.8\times10^3}{280\times280}=0.32kg/cm^2$$

فيكون اجهاد التربة النهائي هو

$$\sigma_1=4.09+0.32=4.41<3\times1.55=4.65\,kg/cm^2$$

$$\sigma_2=3.79+0.32=4.11\ \ kg/cm^2$$

والإجهاد محقق.

ولحساب تسليح الأساس نستخدم الإجهاد الناتج عن حمولة العمود بدون الأخذ بوزن الأساس، أي:

$$\sigma_{net}=\begin{matrix}\sigma_1=4.09kg/cm^2\\ \sigma_2=3.79kg/cm^2\end{matrix}$$

نحسب العزم عند وجه العمود:

$$Mu=\frac{39.72\times1.1^2}{2}+\frac{(40.9-39.72)\times1.1^2}{2}\times\frac{2}{3}=24.51t.m$$

التسليح :

$R_u=4.84$ $\qquad A_s=12.3\ cm^2$ $\qquad 7\phi16\ /m$

بالإتجاهين

ويحسب القص على بعد d/2 من وجه الأساس

$$Q_u=40.12\times 0.725+(40.9-40.12)\times 0.725/2=29.37\ t/m$$

$$\tau_u=\frac{29370}{0.85\times 100\times 75}=4.6kg/cm^2<\tau_{cu}=13.41kg/cm^2$$

تحقيق الأساس في حالة U2

$Nu_2=266.8\ t$

$M_2=23.87\ t.m$

لتحقيق الإجهاد على التربة يتم استعمال حالة U2 دون عامل التخفيض 0.8 كما ورد في الإشتراطات الجزء الثاني ص١٦ وبالتالي:

$Nu_2=266.8/0.8=333.5\ t$

$M_2=23.87/0.8=29.84\ t.m$

$$e=\frac{29.84}{333.5}=0.089\ m=8.9cm$$

$$\sigma_{1,2}=\frac{333.5\times 1000}{280\times 280}\left(1\pm\frac{6\times 8.9}{280}\right)=\begin{matrix}5.07\ kg/cm^2\\3.44\ kg/cm^2\end{matrix}$$

وبعد إدخال الوزن الذاتي للأساس نضيف للإجهاد السابق:

$$\frac{0.08\times 333.5\times 10^3}{280\times 280}=0.34kg/cm^2$$

فيكون إجهاد التربة النهائي هو

$$\sigma_1=5.07+0.34=5.41<2\times 3=6kg/cm^2$$

$$\sigma_2=3.44+0.34=3.78\ kg/cm^2$$

لحساب تسليح الأساس، يتم أخذ حالة U2 بشكلها العادي أي مع العامل 0.8 أي

$Nu_2=266.8\ t$

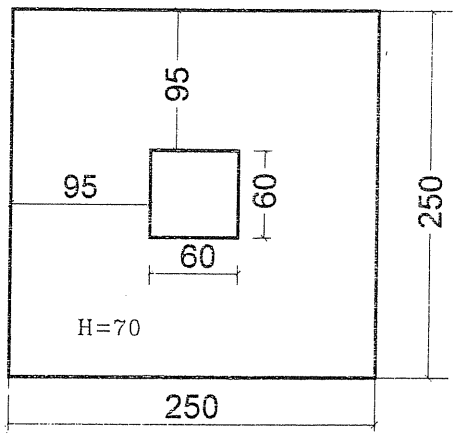
$M_2=23.87\ t.m$

$e=8.9\ cm$

وبالتالي $\sigma 1=4.06\ kg/cm^2$ $\sigma 2=2.75\ kg/cm^2$

وبالتدقيق وفق حالة U2 نجد أن المقطع المحسوب سابقا محقق.

الأساس F3 للعمود C3 الركني :



الاساس F3

حالة U1

$Nu=203.4\ t$

$Mu_x= Mu_y =4.64\ t.m$

نحسب إجهاد التربة أولا بدون إدخال الوزن الذاتي للأساس

$$e_x = e_y = \frac{4.64}{203.4} = 2.3\ cm \qquad \sigma_{1,2,3,4} = \frac{N_u}{A \times B}\left(1 \pm \frac{6e_x}{B} \pm \frac{6e_y}{A}\right)$$

$$\sigma_1 = 3.61 \quad kg/cm^2$$

نضيف لها قيمة الإجهاد الناتج عن الوزن الذاتي للأساس وهي:

$$\frac{0.08 \times 203.4 \times 1000}{250 \times 250} = 0.26 kg/cm^2$$

فيصبح إجهاد التربة الأعظمي تحت الأساس :

$$\sigma_1 = 3.61 + 0.26 = 3.87\ kg/cm^2 < 3 \times 1.55 = 4.65\ kg/cm^2$$

فإجهاد التربة محقق.

تحقيق الأساس حالة U2

$Nu=183\ t$

$Mu_x= 27.39\ t.m$

$Mu_y =3.71\ t.m$

لتحقيق الإجهاد على التربة يتم استعمال حالة U2 دون عامل التخفيض 0.8 كما ورد في الإشتراطات الجزء الثاني ص١٦ وبالتالي:

نحسب الإجهاد في التربة بدون ادخال تأثير وزن الأساس

$Nu=183/0.8=228.8\ t$

$$Mu_x= 27.39/0.8 = 34.2\ t.m, \quad e_x=\frac{34.2}{228.8}=0.15\ m$$

$$Mu_y =3.71/0.8=4.64\ t.m, \quad e_y=\frac{4.64}{228.8}=0.02\ m$$

فتكون الإجهادات الأربعة في زوايا الأساس:

$$\sigma_1 = \frac{228.8\times1000}{250\times250}\left(1+\frac{6\times15}{250}+\frac{6\times2}{250}\right) = 5.15 \quad kg/cm^2$$

$$\sigma_2 = \frac{228.8\times1000}{250\times250}\left(1+\frac{6\times15}{250}-\frac{6\times2}{250}\right) = 4.80 \quad kg/cm^2$$

$$\sigma_3 = \frac{228.8\times1000}{250\times250}\left(1-\frac{6\times15}{250}+\frac{6\times2}{250}\right) = 2.52 \quad kg/cm^2$$

$$\sigma_4 = \frac{228.8\times1000}{250\times250}\left(1-\frac{6\times15}{250}-\frac{6\times2}{250}\right) = 2.17 \quad kg/cm^2$$

يضاف إلى هذه الإجهادات تأثير الوزن الذاتي للأساس:

$$\frac{0.08\times228.4\times1000}{250\times250} = 0.29 kg/cm^2$$

فتصبح إجهادات التربة التي يجب التحقق منها:

$$\sigma_1 = 5.15+0.29 = 5.44 \ kg/cm^2 < 6 \ kg/cm^2$$

$$\sigma_2 = 4.80+0.29 = 5.09 \ kg/cm^2$$

$$\sigma_3 = 2.52+0.29 = 2.81 kg/cm^2$$

$$\sigma_4 = 2.17+0.29 = 2.46 \ kg/cm^2$$

يجب عند التصميم عدم أخذ وزن الأساس وبالتالي يصبح الإجهاد الأعظمي المستخدم في التصميم البيتوني (بالعودة إلى حالة U2 الأساسية، أي مع عامل 0.8):

$$\sigma = 5.15\times0.8 = 4.12 kg/cm^2$$

$$M = \frac{41.2\times0.95^2}{2} = 18.59 \ t.m/m$$

$$R_u = \frac{18.59\times10^5}{0.9\times100\times65^2} = 4.89 \quad \rightarrow \quad \mu = 0.00166$$

$As=10.76 \ cm^2$

وبالتالي التسليح 6ϕ16/m بالإتجاهين.

توصيات

ننصح الزملاء أثناء التصميم أو التحقيق أو رسم المخططات اتباع ما يلي وذلك حينما تكون الفتحات والحمولات متقاربة في المبنى:

١- أن تكون الأعمدة الركنية ثابتة المقطع والتسليح في كافة الطوابق ، (يجب تحقيق مدى كفاية ذلك وخاصة في الطوابق العلوية).
٢- أن تكون الأعمدة الطرفية ثابتة المقطع والتسليح في كافة الطوابق.
٣- أن يكون حديد تسليح الجوائز الموجب على طبقتين وبحيث تكون الطبقة الأولى لا تقل عن نصف التسليح ، وبحيث لا تقل عن ثلث التسليح السالب عند وجه المسند ذاته والطبقة الثانية توقف عند وجه العمود . وأن يتم وصل التسليح بعد اجتيازه للعمود.
٤- أن يكون حديد التسليح المشدود في الجوائز فوق كافة المساند على طبقتين كل طبقة تعادل نصف التسليح اللازم لمقاومة العزم السالب في المساند وأن تمد الطبقة العلوية على كامل طول الإطار وان تمد الطبقة الثانية (شابويات) لمسافة لا تقل عن ٧٠ مرة قطر التسليح من وجه العمود بالاتجاهين ويتم وصل الحديد حين اللزوم في وسط الفتحات.
٥- يجب التأكد من أن التسليح السالب أو الموجب في كل قطاع من الجائز لا يقل عن ٦/١ التسليح الأكبر عند كل من مسندي الجائز والتأكد كذلك أن لا يزيد الفرق عن نصف مساحة التسليح التوازنية.
٦- يجب أن تكون كافة الأساور مغلقة ولا يزيد التباعد بين الأساور عن نصف العمق الفعال (تزاد إلى ¾ العمق الفعال للجائز المخفي)
٧- يجب التأكد من حالة التحميل U3 عند تصميم كافة عناصر الإطارات حيث أنه من الممكن في العديد من الحالات أن تكون هي الحاكمة. علما بأنه في المثال المحلول سابقا لم تكن هذه الحالة حاكمة في التصميم.
٨- الالتزام بالتعليمات الواردة في الكود العربي السوري لعام ١٩٩٥ والاشتراطات الملحقة به.

الجمهورية العربية السورية
وزارة الإدارة المحلية
مجلس مدينة حلب

قرار المكتب التنفيذي لمجلس مدينة حلب
رقم /٢٨/

إن المكتب التنفيذي لمجلس مدينة حلب:

بناءً على أحكام قانون الإدارة المحلية الصادر بالمرسوم التشريعي رقم /١٥/ لعام ١٩٧١ ولائحته التنفيذية وتعديلاتهما.

- وعلى كتاب نقابة المهندسين فرع حلب رقم /٣٠٤٨/ص تاريخ ٢٠٠٠/١١/١ المتضمن:

نرسل لكم مجموعة الاشتراطات اللازمة في الأبنية السكنية التي لا تتجاوز الثلاث طوابق لمقاومة أحمال الهزات الأرضية في مدينة حلب ومناطقها والمعدَّة من قبل اللجنة الفنية المشتركة بين نقابة المهندسين ومجلس مدينة حلب المشكَّلة بقرار مجلس الفرع رقم ١/٥٩ تاريخ ٢٠٠٠/٣/١٣ يرجى الاطلاع عليها وعرضها على المكتب التنفيذي لمجلس المدينة لإقرارها والإيعاز إلى مصلحة الرخص للعمل بموجبها.

١- مقدّمة:

١-١ تستعمل هذه الاحتياطات في الأبنية السكنية العادية التي لا تتجاوز الثلاثة طوابق وقبو مردوم (إن وجد) يحقق الاشتراطات الواردة في البندين (٣-١) و (٤-١) وذلك دون الحاجة لتقديم حسابات على الزلازل، على أن تكون هذه الأبنية مؤلفة من جمل إنشائية عناصرها الشاقولية من الجدران الحجرية الحاملة على كامل ارتفاعها أو من جمل إنشائية هيكلية من الخرسانة المسلَّحة على كامل ارتفاعها.

١-٢ يمكن أن تكون هذه الاحتياطات بديلاً عن الحسابات الزلزالية المطلوبة حسب الكود العربي السوري للجدران الحاملة غير المسلَّحة في المباني (١٩٩٤) والكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلّحة (١٩٩٥) وملحقاته من الاشتراطات والاحتياطات المطلوبة لمقاومة الزلازل في المباني (الجزء الأول ١٩٩٦ والجزء الثاني ١٩٩٧ والجزء الثالث ٢٠٠٠). كما أنه في حال تقديم دراسة كاملة تستوفي متطلبات الكود العربي السوري وملحقاته فلا ضرورة للتقيد بهذه الاشتراطات.

١-٣ في حال المباني العادية المؤلَّفة من إطارات مقاومة للزلازل (عقد صلبة) من الخرسانة المسلَّحة المصبوبة في المكان، يمكن تطبيق كافة الاحتياطات والاشتراطات الواردة في البند (١١-٧) من الكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلّحة (١٩٩٥) والاشتراطات الإضافية لرفع كفاءة المنشآت على الزلازل الواردة في البند ٢-٣ من الاشتراطات والاحتياطات المطلوبة في تصميم المباني المقاومة للزلزال (الجزء الأول ١٩٩٦).

٢- اشتراطات عامة:

٢-١ يجب توحيد منسوب الأساسات، وفي حال وجود قبو جزئي يمكن تنفيذ الأساسات على منسوبين شريطة ربط الأساسات العلوية بالاتجاهين بجوائز تقويم (شيناجات) مستمرة من الخرسانة المسلّحة وعلى منسوب واحد مع جسور سقف القبو الجزئي، تُحدَّد أبعاد مقاطع هذه الجوائز كما في الفقرة (٤-٩).

٢-٢ في حال كون الأساسات الطرفية في الأبنية المتصلة بعرض أكبر من مرة ونصف سماكة الجدران فيجب اعتماد التصميم المناسب لمقاومة تأثير الانحراف بين محور الأساس ومحور الجدار (إضافة جوائز تقويم، جدران متعامدة، لمعات من الخرسانة المسلحة بعرض الأساس... أو غيرها).

٢-٣ يجب أن تكون العناصر الإنشائية الحاملة (أعمدة أو جدران حاملة) مستمرة من منسوب التأسيس حتى سطح البناء.

٢-٤ يجب أن تكون الأحمال الشاقولية في كافة الطوابق متساوية تقريباً. وفي حال الاختلاف في هذه الأحمال يجب ألا يتجاوز التفاوت ٢٥٪ من مجموع أحمال الطابق الواحد وأن تتركز الأحمال الكبيرة في الطوابق السفلية للبناء.

٢-٥ يجب أن تكون الارتفاعات الطابقية متساوية ولا تزيد عن ٣٥٠ سم عدا طابق الدكاكين. وفي حال زيادة الارتفاع في طابق الدكاكين يجب أن تحقق العناصر الإنشائية الشاقولية المقاومة لأحمال الزلازل في هذا الطابق نسبة مجموع عزم العطالة إلى الارتفاع الطابقي مساوية إلى نسب مجموع عزم العطالة إلى الارتفاع الطابقي في الطوابق المتكررة وفي كل اتجاه. هذا ومع المحافظة على مركز العطالة في كافة الطوابق.

٢-٦ يجب أن يكون بيت الدرج مؤلفًا من جدران من الخرسانة المسلحة في حال كان البناء مؤلفًا من جدران حاملة. كما يجب أن يكون بيت الدرج مؤلفًا من جملة إنشائية هيكلية أو من جدران من الخرسانة المسلحة في حال كان البناء مؤلفًا من جملة إنشائية هيكلية. وفي كافة الأحوال إذا كان بيت الدرج مؤلفًا من جدران من الخرسانة المسلحة فيجب أن تحسب هذه الجدران كجزء من الجدران القصية.

٢-٧ يجب استخدام تسليح ضغط سفلي لا يقل عن نصف تسليح الشد العلوي في العناصر الظفرية.

٢-٨ يجب استعمال الخرسانة التي مقاومتها المميزة لا تقل عن ١٨٠ كغ/سم^2 واستعمال الفولاذ المحلزن العالي المقاومة والذي لا يقل إجهاد الخضوع فيه عن ٣٠٠٠ كغ/سم^2. مع ضرورة التقيُّد أثناء التنفيذ بالمخططات الإنشائية بكافة تفاصيلها وخاصةً أطوال الركوب والإرساء وتباعد الأساور ودقة تسليح الجدران وارتباطه بالأسقف.

٢-٩ يجب ربط كافة أجزاء البناء (كمردات الشرفات والستائر والقواطع غير المحصورة والأكشاك والشمعات التزيينية.. الخ)، غير الحاملة، بغية تثبيتها الكافي عند حدوث الزلازل وعدم انهيارها، وذلك بواسطة روابط مسلحة أو بصب خرسانة مسلحة خلفها تكون مربوطة بالهيكل الأساسي للبناء مع ضرورة تثبيت التلبيس الحجري في الواجهات بشناكل تثبيت في تسليح الخرسانة خلفها.

٣- اشتراطات المباني من الجدران الحاملة:

٣-١ يجب أن يحقق القبو الاشتراطات التالية:

أ- أن تكون جدران القبو المحيطية جدرانًا استنادية من الخرسانة المسلحة لا تقل سماكتها عن ٢٥ سم والتي يمكن أن تحتوي على نوافذ تهوية بأبعاد لا تتجاوز ١٠٠ سم عرض و ٧٠ سم ارتفاع في كل غرفة..

ب- أن تكون جدران القبو الداخلية من الخرسانة المسلحة لا تقل سماكتها عن ٢٠ سم.

ج- يمكن اعتبار القبو المكشوف كقبو مردوم في حال كون عزم عطالة كافة جدرانه المسلحة (الداخلية والمحيطية) تزيد عن عشرة أضعاف عزم عطالة الجدران القصية في الطابق الأرضي في كل اتجاه. يحسب عزم عطالة جدران القبو حول محاور تمر من مركز ثقل المقاطع الصافية للجدران وذلك في مستوي يمر من الفتحات (أي باستخدام المقاطع المصمتة المتبقية بعد الفتحات).

٣-٢ يجب أن يحتوي مسقط البناء على جدارين قصيين من الخرسانة المسلحة على الأقل في كل اتجاه لا يقل طول الجدار عن ٣٠٠ سم، وأن يكون طول أكبر جدار بحدود ٥٠٠ سم. وأن لا يقل عرض هذه الجدران عن ٢٠ سم بحيث يكون مجموع مساحاتها في كل اتجاه يحقق النسب التالية:

- ١,٥٠٪ من مساحة الطابق الواحد للبناء المؤلف من ثلاثة طوابق.
- ١,٢٥٪ من مساحة الطابق الواحد للبناء المؤلف من طابقين.
- ١,٠٠٪ من مساحة الطابق الواحد للبناء المؤلف من طابق واحد.

يجب أن توزع هذه الجدران في المسقط الأفقي بحيث يكون البعد بين مركز كتلة البناء ومركز صلابة جدرانه القصية لا يتجاوز ٥٪ من طول البناء بالاتجاه المدروس. كما ويُفضَّل أن تكون هذه الجدران القصية على محيط البناء أو قريبة منه.

٣-٣ تسلح أطراف الجدران المذكورة في البند (٣-٢) أعلاه كأعمدة تحتوي على تسليح شاقولي في كل من طرفيها وفق ما يلي:

- ٠,١٥٪ من المساحة الكلية للجدار القصي في الطابق العلوي.
- ٠,٢٥٪ من المساحة الكلية للجدار القصي في الطابق الثاني من الأعلى.
- ٠,٣٥٪ من المساحة الكلية للجدار القصي في الطابق الثالث من الأعلى.

يتم تحديد أبعاد العمود الطرفي بشكل أن يحقق هذا التسليح الشاقولي نسبة ٢,٥٪ من مقطع العمود، كما هو موضح في الشكل (١). بحيث يتم إرساء هذا التسليح الشاقولي للأعمدة داخل الأساسات. كما وتسلح هذه الأعمدة أفقيًا بأساور قطر ٨ مم كل ٢٠ سم.

٣-٤ تسلح الجدران المذكورة في البند (٣-٢) بشبكتين بالاتجاهين وبنسبة تسليح لكل اتجاه لا تقل عن ٠,٢٥٪ من مقطع الخرسانة على أن لا يقل التسليح الشاقولي عن ٥ قطر ١٠ مم بالمتر الطولي في كل وجه وأن لا يقل التسليح الأفقي عن ٥ قطر ١٠ مم بالمتر الطولي في كل وجه في الطابق الثالث من الأعلى وعن ٥ قطر ٨ مم بالمتر الطولي في كل وجه في الطابق الثاني من الأعلى وفي

الطابق العلوي. كما يجب ربط الجدران الخرسانية المسلحة مع بلاطات الأسقف بواسطة تسليح إضافي لا يقل عن قضيب قطر ١٠ مم كل ٣٠ سم ولكل شبكة تسليح.

٣-٥ يمكن عمل فتحات في هذه الجدران تقع ضمن نصفها الوسطي بحيث لا يزيد ارتفاعها عن ٢٧٠ سم ولا يزيد عرضها عن ثلث طول الجدار، وعلى أن لا يقل ارتفاع النجفة فوق هذه الفتحات عن ٨٠ سم. أما في حال وجود جدارين قصيين متصلين ومتعامدين بشكل (L أو T) وكلاهما يحقق الاشتراطات الواردة في الفقرتين (٣-٣ و ٣-٤) أعلاه فيمكن عمل فتحة طرفية في أحدهما تقع عند نقطة التقاطع بحيث لا يزيد عرض هذه الفتحة عن ١٢٠ سم ولا يزيد ارتفاعها عن ٢٤٠ سم. تسلح كافة الفتحات في الجدران القصية على جوانبها ووجهها العلوي بتسليح يساوي إلى مرة ونصف مساحة التسليح المقطوع يوزع على الطرفين بالتساوي. على أن تمتد هذه القضبان خارج الزوايا لمسافة إرساء تبعًا لقطر قضيب التسليح على أن لا يقل هذا الامتداد عن ٦٠ سم. كما هو موضح في الشكل (٢).

٣-٦ توضع روابط أفقية (شيناجات) من الخرسانة المسلحة فوق كافة الجدران الحجرية الحاملة وفي كافة الطوابق مهما كان عددها على أن تحقق هذه الروابط كافة اشتراطات التسليح الواردة في الكود العربي السوري للجدران الحاملة غير المسلحة في المباني (١٩٩٤). كما هو موضح في الشكل (٣). هذا ويجب أن تبقى الجدران الحجرية في كافة الطوابق محققة لاشتراطات الإجهادات مع التحنيب وفق الكود المذكور.

٣-٧ في حال وجود قبو مردوم يحقق ما ورد في البند (٣-١) تحسب أبعاد أساسات كافة الجدران القصية وغير القصية من الخرسانة المسلحة وفق الحمولات الشاقولية بعد زيادة حمولاتها بمقدار ٢٠٪، بحيث لا يقل عرضها عن ٦٠ سم وأن لا يقل ارتفاعها عن ٤٠ سم ولا يقل تسليحها العرضي عن ٧ قطر ١٢ مم بالمتر الطولي ولا يقل كل من التسليح الطولي العلوي والسفلي عن ٥ قطر ١٠ مم بالمتر الطولي.

٣-٨ في حال عدم وجود قبو نميز الحالتين التاليتين:

آ- في المباني المؤلفة من طابق واحد أو طابقين تحسب أبعاد أساسات الجدران القصية المسلحة فقط وفق الحمولات الشاقولية بعد زيادة حمولاتها بمقدار ٥٠٪، بحيث لا يقل عرضها عن ١٠٠ سم وأن لا يقل ارتفاعها عن ٤٠ سم ولا يقل تسليحها العرضي عن ٨ قطر ١٢ مم بالمتر الطولي ولا يقل كل من التسليح الطولي العلوي والسفلي عن ٧ قطر ١٠ مم بالمتر الطولي. أما أساسات الجدران الحجرية الحاملة فيجب أن تحقق كافة الاشتراطات الواردة في الكود العربي السوري للجدران الحاملة غير المسلحة في المباني (١٩٩٤).

ب- في المباني المؤلفة من ثلاثة طوابق يجب أن يتم تنفيذ روابط شاقولية في الطابق الأرضي وذلك لكافة نهايات وتقاطعات الجدران الحجرية وفق التفاصيل الواردة في الشكل (٣-١٣) صفحة ٥٣ من الكود العربي السوري للجدران الحاملة غير المسلحة في المباني (١٩٩٤). على أن لا تقل مساحة مقطع الرابط الشاقولي الواحد عن ٤٠٠ سم^2 وتسليحه الطولي عن ٤ قطر ١٢ مم مع أساور قطر ٨ مم كل ٢٠ سم. كما وتحسب أبعاد أساسات كافة الجدران القصية وغير القصية من الخرسانة المسلحة وفق الحمولات الشاقولية بعد زيادة حمولاتها بمقدار ٢٠٪، بحيث لا يقل عرضها عن ١٠٠ سم للجدران القصية وعن ٦٠ سم لباقي الجدران الحاملة وأن لا يقل ارتفاعها عن ٤٠ سم ولا يقل تسليحها العرضي عن ٥ قطر ١٢ مم بالمتر الطولي ولا يقل كل من التسليح الطولي العلوي والسفلي عن ٥ قطر ١٤ مم بالمتر الطولي.

٣-٩ في كل ما لم يرد ذكره في هذه الاحتياطات والاشتراطات يتم الرجوع فيه إلى تعليمات الكود العربي السوري للجدران الحاملة غير المسلحة في المباني (١٩٩٤).

٤- اشتراطات المباني الهيكلية من الخرسانة المسلحة:

٤-١ يجب أن يحقق القبو الاشتراطات التالية:

آ- أن تكون جدران القبو المحيطية جدرانًا استنادية من الخرسانة المسلحة لا تقل سماكتها عن ٢٥ سم والتي يمكن أن تحتوي على نوافذ تهوية بأبعاد لا تتجاوز ١٠ سم عرض و ٧٠ سم ارتفاع في كل غرفة.

ب- أن تكون الجسور الحاملة لسقف القبو متدلية.

ج- يمكن اعتبار القبو المكشوف كقبو مردوم في حال كون عزم عطالة جدرانه المسلحة (المحيطية والقصية) تزيد عن عشرة أضعاف عزم عطالة الجدران القصية في الطابق الأرضي في كل اتجاه. يحسب عزم عطالة جدران القبو حول محاور تمر من مركز ثقل المقاطع الصافية للجدران وذلك في مستوي يمر من الفتحات (أي باستخدام المقاطع المصمتة المتبقية بعد الفتحات). في حال عدم تحقيق شرط نسبة عزوم العطالة يمكن إضافة جدران متناظرة من الخرسانة في طابق القبو فقط تساعد على تحقيق الشرط المطلوب.

٤-٢ يجب أن يحتوي مسقط البناء على جدارين قصيين من الخرسانة المسلّحة على الأقل في كل اتجاه لا يقل طول الجدار عن ٣٠٠ سم، وأن يكون طول أكبر جدار بحدود ٥٠٠ سم. وأن لا يقل عرض هذه الجدران عن ٢٠ سم، بحيث يكون مجموع مساحات الجدران في كل اتجاه محقّقاً للنسب التالية:

- ١,٢٥٪ من مساحة الطابق الواحد لبناء المؤلف من ثلاثة طوابق.
- ١,٠٠٪ من مساحة الطابق الواحد للبناء المؤلف من طابقين.
- ٠,٧٥٪ من مساحة الطابق للبناء المؤلف من طابق واحد.

يجب أن توزّع هذه الجدران في المسقط الأفقي بحيث يكون البعد بين مركز كتلة البناء ومركز صلابة جدرانه القصية لا يتجاوز ٥٪ من طول البناء بالاتجاه المدروس. كما ويُفضَّل أن تكون هذه الجدران القصية على محيط البناء أو قريبة منه.

٤-٣ تسلّح نهايات الجدران المذكورة في البند (٤-٢) كأعمدة تحتوي على تسليح شاقولي في كل من طرفيها وفق ما يلي:

- ٠,١٥٪ من المساحة الكلية للجدار القصي في الطابق العلوي.
- ٠,٢٥٪ من المساحة الكلية للجدار القصي في الطابق الثاني من الأعلى.
- ٠,٣٥٪ من المساحة الكلية للجدار القصي في الطابق الثالث من الأعلى.

يتم تحديد أبعاد العمود بشكل أن يحقق هذا التسليح الشاقولي نسبة ٢,٥٪ من مقطع العمود. كما هو موضَّح في الشكل (١). بحيث يتم إرساء هذا التسليح الشاقولي للأعمدة داخل الأساسات. كما وتسلّح هذه الأعمدة أفقياً بأسوار قطر ٨ ملم كل ٢٠ سم.

٤-٤ تسلّح الجدران المذكورة في البند (٤-٢) بشبكتين بالاتجاهين وبنسبة تسليح لكل اتجاه لا تقل عن ٠,٢٥٪ من مقطع الخرسانة على ألا يقل التسليح الشاقولي عن ٥ قطر ١٠ ملم بالمتر الطولي في كل وجه وأن لا يقل التسليح الأفقي عن ٥ قطر ١٠ ملم بالمتر الطولي في كل وجه في الطابق الثالث

من الأعلى وعن ٥ قطر ٨ ملم بالمتر الطولي في كل وجه في الطابق الثاني من الأعلى وفي الطابق العلوي. كما يجب ربط الجدران الخرسانية المسلَّحة مع الأسقف بواسطة تسليح إضافي لا يقل عن قضيب قطر ١٠ ملم وتباعد ٣٠ سم لكل شبكة تسليح.

٤-٥ يمكن عمل فتحات في هذه الجدران تقع ضمن نصفها الوسطي بحيث لا يزيد ارتفاعها عن ٢٧٠ سم ولا يزيد عرضها عن ثلث طول الجدار، وعلى أن لا يقل ارتفاع النجفة فوق هذه الفتحات عن ٨٠ سم، أما في حال وجود جدارين قصيين متصلين ومتمامدين بشكل (L أو T) وكلاهما يحقق الاشتراطات الواردة في الفقرتين (٤-٣ و ٤-٤) أعلاه فيمكن عمل فتحة طرفية في أحدهما تقع عند نقطة التقاطع بحيث لا يزيد عرض هذه الفتحة عن ١٢٠ سم ولا يزيد ارتفاعها عن ٢٤٠ سم. تسلَّح كافة الفتحات في الجدران القصية على جوانبها ووجهها العلوي بتسليح يساوي إلى مرة ونصف مساحة التسليح المقطوع يوزّع على الطرفين بالتساوي، على أن تمتد هذه القضبان خارج الزوايا لمسافة إرساء تبعاً لقطر قضيب التسليح على ألا يقل هذا الامتداد عن ٦٠ سم، كما هو موضَّح في الشكل (٢).

٤-٦ يفضَّل حصر الجدران القصية بين أعمدة المبنى في حال توفّرها عند أطراف هذه الجدران، عندها يمكن الاستفادة من التسليح الطولي لهذه الأعمدة كتسليح طرفي للجدران القصية على أن يحقق نسب التسليح الواردة في البند (٤-٣).

٤-٧ يجب تجنب استخدام الرقبات في الأعمدة، كذلك يجب أن لا يقل ارتفاع الأساسات عن ٤٠ سم.

٤-٨ يجب ربط كافة الأساسات بجوائز تقويم (شيناجات) بالاتجاهين ضمن ارتفاع الأساس على أن يتم إرساء تسليح هذه الجوائز داخل الأعمدة أو الجدران القصية. يمكن الاستغناء عن هذه الجوائز في حال تنفيذ الأساسات ضمن التربة الصخرية وبدون استخدام القالب (كوفراج).

٤-٩ في حال عدم وجود قبو تنفَّذ جوائز التقويم هذه على الشكل التالي:

آ- مبنى مؤلف من طابق واحد بعرض ٣٠ سم وارتفاع ٤٠ سم مع تسليح علوي ٥ قطر ١٤ ملم وتسليح سفلي ٥ قطر ١٤ ملم وإسوارة قطر ٨ ملم كل ٢٠ سم.

ب- مبنى مؤلف من طابقين بعرض ٣٠ سم وارتفاع ٥٠ سم مع تسليح علوي ٥ قطر ١٨ ملم وتسليح سفلي ٥ قطر ١٨ ملم وإسوارة قطر ٨ ملم كل ٢٠ سم.

ج- مبنى مؤلف من ثلاثة طوابق بعرض ٣٠ سم وارتفاع ٦٠ سم مع تسليح علوي ٥ قطر ٢٠ ملم وتسليح سفلي ٥ قطر ٢٠ وإسوارة ٨ ملم كل ٢٠ سم.

٤-١٠ في حال وجود قبو مردوم محقق لما ورد في البند (٤-١) يمكن الاستغناء عن جوائز التقويم للمباني المؤلفة من طابق واحد أو طابقين فوق القبو. أما في حالة المباني المؤلفة من ثلاثة طوابق فوق القبو فتنفذ جوائز التقويم بين الأعمدة التي لا يصل بينها جدران من الخرسانة المسلحة.

٤-١١ تحسب جوائز التقويم هذه على الأحمال الشاقولية إن وجدت على أن لا تقل أبعادها وتسليحها عمّا ورد في البند (٤-٩).

٤-١٢ تحسب أساسات الجدران القصية بحيث يكون أساس الجدار القصي مشترك مع أساسي العمودين الملاصقين له إن وجدا وفقاً لما يلي:

آ- في حال وجود قبو مردوم محقق لما ورد في البند (٤-١) تحسب أساسات الجدران القصية وأساسات جدران القبو من الخرسانة المسلَّحة وفق الحمولات الشاقولية بعد زيادة حمولاتها

بمقدار ٢٠٪، بحيث لا يقل عرضها عن ٦٠ سم وأن لا يقل ارتفاعها عن ٤٠ سم ولا يقل تسليحها العرضي عن ٧ قطر ١٢ ملم بالمتر الطولي ولا يقل كل من التسليح الطولي العلوي والسفلي عن ٥ قطر ١٠ ملم بالمتر الطولي، كما هو موضح في الشكل (٤).

ب- في حال عدم وجود قبو تحسَب أساسات الجدران القصية من الخرسانة المسلحة وفق الحمولات الشاقولية بعد زيادة حمولاتها بمقدار ٥٠٪، بحيث لا يقل عرضها عن ١٠٠ سم وأن لا يقل ارتفاعها عن ٤٠ سم ولا يقل تسليحها العرضي عن ٨ قطر ١٢ بالمتر الطولي ولا يقل كل من التسليح الطولي العلوي والسفلي عن ٧ قطر ١٠ ملم بالمتر الطولي، كما هو موضّح في الشكل (٤).

٤-١٣ في كل ما لم يرد ذكره في هذه الاحتياطات والاشتراطات يتم الرجوع فيه إلى تعليمات الكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلَّحة (١٩٩٥) وملحقاته من الاشتراطات والاحتياطات المطلوبة لمقاومة الزلازل في المباني (الجزء الأول ١٩٩٦ والجزء الثاني ١٩٩٧ والجزء الثالث ٢٠٠٠).

- وعلى تقرير اللجنة المشكلة بموجب قرار المكتب التنفيذي رقم /٤٠١/ تاريخ ٢٠٠٠/١١/١٥ المتضمّن:

بناءً على قراركم رقم /٤٠١/ تاريخ ٢٠٠٠/١١/١٥ والقاضي بتشكيل لجنة مهمتها: دراسة الاشتراطات اللازمة في الأبنية التي لا تتجاوز ثلاثة طوابق لمقاومة أحمال الهزات الأرضية في مدينة حلب ومناطقها والمعدة من قبل اللجنة الفنية المشتركة ما بين نقابة المهندسين ومجلس المدينة.

اجتمعت اللجنة واطّلعت على الاحتياطات والاشتراطات اللازمة في الأبنية السكنية التي لا تتجاوز الثلاث طوابق لمقاومة أحمال الهزات الأرضية في مدينة حلب ومناطقها، وقررت الموافقة على هذه المقترحات وتعميمها على دوائر مجلس مدينة حلب للعمل بموجبها وذلك حرصاً على السلامة العامة.

- وعلى موافقة أعضائه (بالإجماع) في جلسته المنعقدة بتاريخ ٢٠٠١/١/١٧م.

- يقرّر ما يلي -

مادة ١- الموافقة على مقترحات اللجنة المشكّلة بموجب قرار المكتب التنفيذي رقم /٤٠١/ تاريخ ٢٠٠١/١١/١٥ المتضمنة دراسة الاشتراطات اللازمة في الأبنية السكنية التي لا تتجاوز ثلاثة طوابق لمقاومة أحمال الهزات الأرضية في مدينة حلب ومناطقها المبينة أعلاه.

مادة ٢- ينشَر هذا القرار في لوحة إعلانات مجلس المدينة ويُبلَّغ من يلزم لتنفيذه بعد تصديقه من مجلس المدينة أصولاً.

في ١٤٢١/١٠/٢٢ هـ ٢٠٠١/١/١٧م

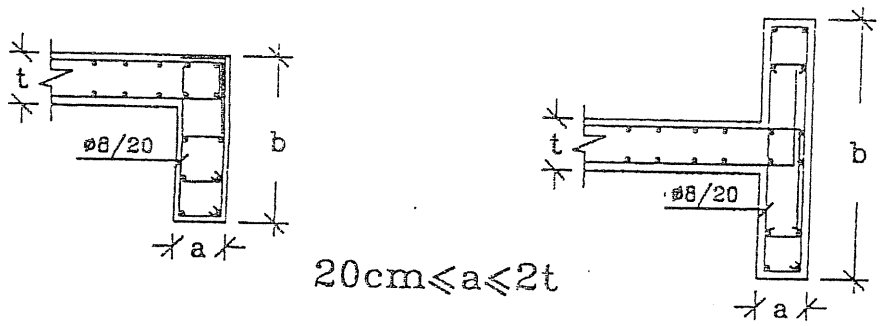
المقرّر

رئيس المكتب التنفيذي لمجلس مدينة حلب

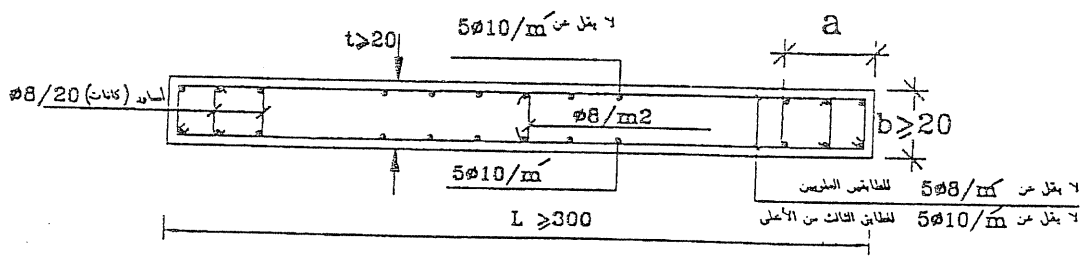
المهندس بسّام بيروتي

أبعاد وتسليح أطراف الجدران القصّية

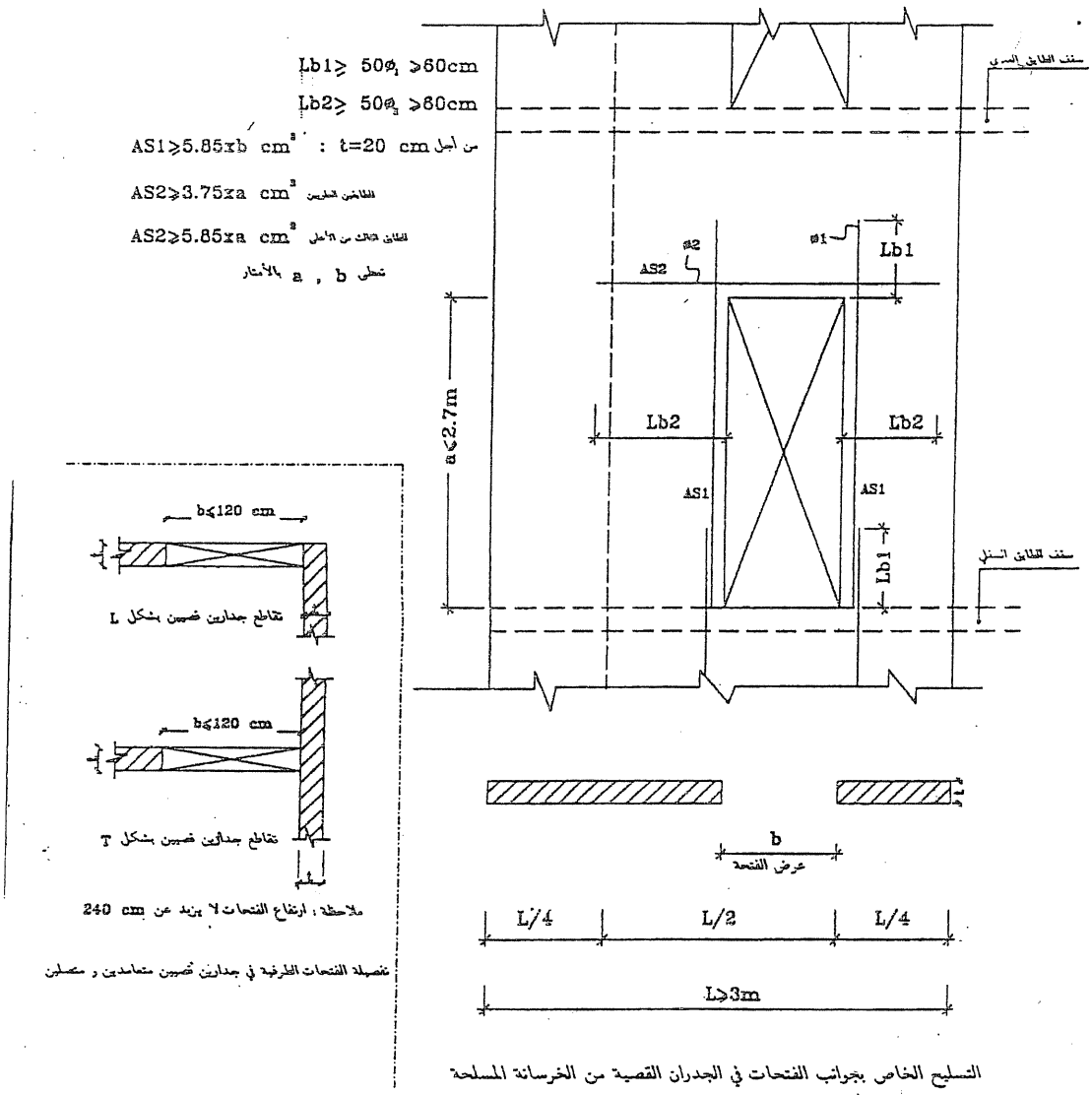
طول الجدار cm	الطابق العلوي			الطابق الثاني من الأعلى			الطابق الثالث من الأعلى مع القبو إن وجد		
	الأبعاد axb cm	التسليح الطولي	الأساور	الأبعاد axb أو المساحة	التسليح الطولي	الأساور	الأبعاد axb أو المساحة	التسليح الطولي	الأساور
300	40 x 20	6ϕ14	ϕ8/20	40 x 20	6ϕ18	ϕ8/20	40 x 20	8ϕ18	ϕ8/20
350	40 x 20	6ϕ16	ϕ8/20	40 x 20	7ϕ18	ϕ8/20	1000 cm²	10ϕ18	ϕ8/20
400	40 x 20	6ϕ16	ϕ8/20	40 x 20	8ϕ18	ϕ8/20	1120 cm²	9ϕ20	ϕ8/20
450	40 x 20	6ϕ18	ϕ8/20	900 cm²	9ϕ18	ϕ8/20	1260 cm²	10ϕ20	ϕ8/20
500	40 x 20	6ϕ18	ϕ8/20	1000 cm²	10ϕ18	ϕ8/20	1400 cm²	11ϕ20	ϕ8/20



أشكال مساحات أطراف الجدران القصية المقترحة

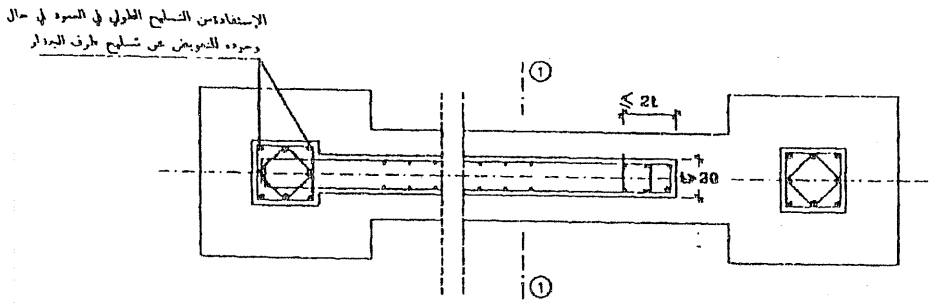


مقطع عرضي نموذجي في جدار قصي من الخرسانة المسلحة
الشكل رقم (١)

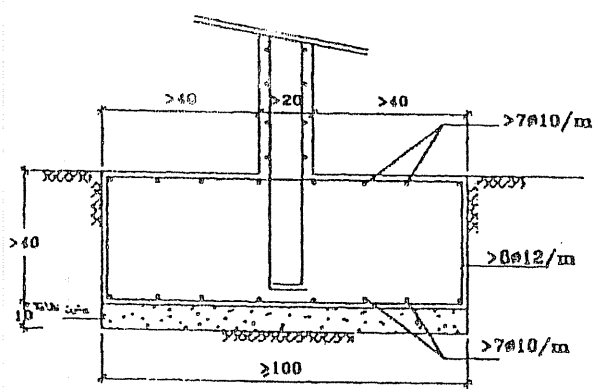


التسليح الخاص بجوانب الفتحات في الجدران القصية من الخرسانة المسلحة

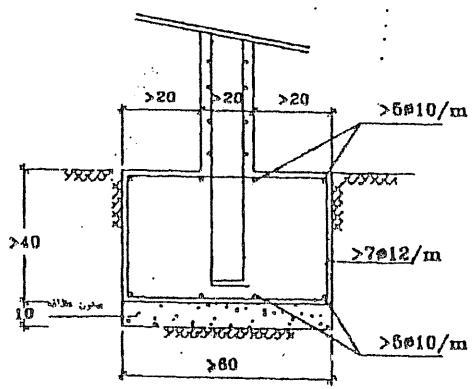
الشكل رقم (٢)



اشتراك الجدار القصي مع السودين المجاورين بأساس مشترك واحد

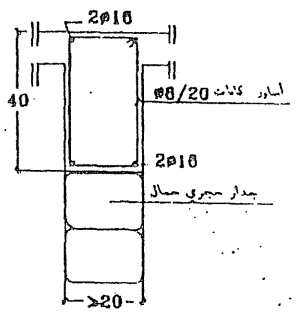


المقطع ① - ① في حال عدم وجود قبو



المقطع ① - ① في حال وجود قبو

الشكل رقم ٤



مقطع شاقولي نموذجي في رابط الفتي من الخرسانة

المسلحة فوق جدار حجري حمال

الشكل رقم ٣

الجمهورية العربية السورية
وزارة الإدارة المحليـــــــة
مجلـــس مدينـــة حلـــب

قرار المكتب التنفيذي لمجلس مدينة حلب
رقم /١٢٩/

إلى المكتب التنفيذي لمجلس مدينة حلب:

بناءً على أحكام قانون الإدارة المحلية الصادر بالمرسوم التشريعي رقم /١٥/لعام ١٩٧١ ولائحته التنفيذية وتعديلاتهما.

وعلى كتاب فرع نقابة المهندسين بحلب رقم /١٥٢٣/ص تاريخ ٢٠٠١/٣/١٢ المتضمن:

الاشتراطات اللازمة للحساب التقريبي لأساسات المباني السكنية العادية لمقاومة أحمال الهزّات الأرضية

بعد أن اعتمدتها لجنة قسم الهندسة المدنية بجلستها رقم /٨/ المنعقدة بتاريخ ٢٠٠١/٢/٢١ ووافق عليها مجلس الفرع بالقرار رقم ١/٤٤ تاريخ ٢٠٠١/٢/٢٨ المتضمّن:

١- مقدمة:

١-١- تستعمل هذه الاشتراطات في الأبنية السكنية العادية والتي عدد طوابقها يزيد عن ثلاثة طوابق ولا يتجاوز ارتفاعها ستة طوابق وقبو (٢١ م أعلى القبو) سواءً أكانت هذه الأبنية مؤلّفة من جمل إنشائية عناصرها شاقولية من الجدران الحاملة على كامل ارتفاعها أو من جمل إنشائية هيكلية من الخرسانة المسلّحة على كامل ارتفاعها أو من جمل إنشائية مختلطة والتي يتم فيها مقاومة القوى الزلزالية بجدران قصية من البيتون المسلّح.

١-٢- تعتمد هذه الطريقة على مبدأ إنشاء كتلة أساسات مترابطة للمبنى بهدف مشاركة كافة الأساسات في تحمل الجهود الناتجة عن القوى الشاقولية وعن العزوم المشكلة نتيجة لقوى الزلازل الأفقية. وبالتالي فهي تعتمد على وجود جدار مسلح محيطي في الطابق الذي يعلو الأساسات مباشرة، مع ترابط هذه الأساسات مع بعضها بالاتجاهين إضافة لعدد من الاشتراطات الأخرى ضمن هذا الطابق.

١-٣- في حال تقديم دراسة دقيقة بأية طريقة إنشائية مقبولة تستوفي كافة متطلّبات الكود العربي السوري للجدران الحاملة غير المسلّحة في المباني /١٩٩٤/ والكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلّحة /١٩٩٥/ وملحقاته من الاشتراطات والاحتياطات المطلوبة ج١، ج٢، ج٣، فلا ضرورة للتقيّد بالاشتراطات الواردة أدناه.

٢- اشتراطات عامة:

٢-١- أينما ورد ذكر كلمة القبو يقصد بها القبو المنفذ على كامل المساحة للمبنى (الحد الأقصى لعدد الأقبية اثنان).

٢-٢- يجب توحيد منسوب الأساسات عند وجود قبو جزئي وتحمل التربة المسموح أقل من ٣,٥ كغ/سم٢ وفي هذه الحالة يجب ربط العناصر الشاقولية الحاملة الواقعة خارج هذا القبو بعناصر ربط أفقية من الخرسانة المسلحة بالاتجاهين وذلك عند منسوب سقف القبو لمنع تحنيب العناصر الشاقولية.

٢-٣- في حال وجود قبو جزئي وكون التحمل المسموح لتربة التأسيس يساوي أو أكبر من ٣,٥ كغ/سم٢ يمكن أن يكون منسوب الأساسات على منسوبين شريطة ربط الأساسات العلوية بالاتجاهين بشيناجات مستمرة من الخرسانة المسلحة وعلى منسوب واحد مع جسور سقف القبو الجزئي وتحدد أبعاد مقاطع هذه الشيناجات كما ورد في البند ٥-٣.

٢-٤- يجب أن تكون كافة العناصر الإنشائية الحاملة في الأقبية من البيتون المسلّح.

٣- تصنيف الأبنية (التي تنطبق عليها هذه الاشتراطات) وفقاً للجمل الإنشائية الحاملة ووضع القبو فيها:

٣-١- أبنية سكنية ذات جدران حاملة مع وجود قبو مردوم (يحتوي على جدران استنادية على كامل المحيط).

٣-٢- أبنية سكنية ذات جدران حاملة مع وجود قبو مكشوف (لا يحتوي على جدران استنادية محيطية ومستمرة) أو عدم وجود قبو.

٣-٣- أبنية هيكلية أو مختلطة مع وجود قبو مردوم.

٣-٤- أبنية هيكلية أو مختلطة مع وجود قبو مكشوف أو عدم وجود قبو.

٤- اشتراطات المباني من الجدران الحاملة:

٤-١- في الأبنية ذات الجدران الحاملة مع وجود قبو مردوم يجب أن تكون كافة الجدران المحيطية الاستنادية المستمرة من الخرسانة المسلحة وبسماكة لا تقل عن /٢٥ سم/ ويمكن أن تحتوي هذه الجدران على نوافذ تهوية علوية بأبعاد لا تتجاوز /١٠٠ سم/ عرض و /٧٠ سم/ ارتفاع في كل غرفة (انظر الشكل ١).

٤-٢- في الأبنية ذات الجدران الحاملة مع وجود قبو مكشوف (أو طابق أرضي بدون قبو يعامل الطابق الأرضي في هذه الحالة معاملة القبو المكشوف) يجب:

آ- أن تنفّذ الجدران المحيطة لهذا القبو من البيتون المسلح بسماكة لا تقل عن ٢٥ سم.

ب- أن لا يتجاوز مجموع الأبعاد الأفقية للفتحات في المسقط في أي جدار عن نصف الطول الكلي للجدار (لجدار الغرفة) وأن لا يزيد عرض الفتحة عن /٢/ م وأن لا يقل الارتفاع الذي يملو الفتحة بما في ذلك سماكة البلاطة عن نصف عرضها.

ج- أن تقوى أطراف الفتحات (شاقولياً وأفقياً) وعلى كامل محيطها بتسليح يوضع في كل طرف لا يقل عن ثلاثة أرباع التسليح المقطوع في ذات الاتجاه، وأن يمتد هذا التسليح خارج زوايا الفتحة لمسافة /٥٠/ مرة القطر ولا تقل عن /٨٠/ سم (انظر الشكل ٢).

د- أن تستمر الجدران المحيطية المسلحة شاقولياً ضمن التربة لعمق لا يقل عن /١/ م أسفل منسوب أرضية القبو أو الطابق الأرضي، وأن تستمر أفقياً أسفل فتحات الأبواب وحتى الوصول إلى منسوب التأسيس كحدٍّ أدنى (انظر الشكل رقم٣).

٤-٣- إذا كانت جميع الجدران القصية واقعةً ضمن الجدران المحيطية فيجب أن تستمرّ حتى الأساسات.

٤-٤- إذا كانت الجدران القصية أو بعضها واقعة ضمن المبنى (ليست على المحيط) فيجب أن تستمر حتى الأساسات مع اتخاذ إجراءات إضافية لتأمين نقل جزء من العزوم المطبَّقة عليها إلى الجدران المحيطية وذلك بإحدى الطرق التالية:

آ- تطويل الجدران القصية، من طرف واحد أو طرفين، حتى المحيط الخارجي.

ب- إنشاء جيزان رابطة متدلية في سقف القبو وباتجاه عمل الجدران القصية تصل بين طرفي الجدار وبين الجدران المحيطية المتعامدة معها، ويجب ألا يقل ارتفاع الجائز الرابط عن /١/١٠ أكبر مجاز له وبما لا يقل عن /٥٠/ سم، ولا يقل عرضه عن /٤٠/ سم، ويسلح بتسليح علوي وسفلي لا يقل أي منهما عن /١٪/ من مساحة المقطع البيتوني للجائز.

وتنفيذ بلاطة سقف القبو (وعلى كامل المساحة الطابقية للبناء) بسماكة لا تقل عن /٢٠/ سم مع إضافة شبكة تسليح علوية لها لا تقل نسبتها عن نسبة التسليح الأصغرية، وبحيث يتم ربط تسليح البلاطة العلوية مع الجدران المحيطية لمسافة لا تقل عن /٧٠/ سم وتنفيذ تسليح أعلى الجدار المحيطي (٦ قطر ١٦ ملم) وضمن بلاطة سقف القبو أو بتسليح إضافي (الشكل ٤).

٤-٥- يجب أن تنفّذ كافة أساسات الجدران من البيتون المسلَّح وأن تكون مستمرة ومترابطة وبالاتجاهين.

٤-٦- يتم حساب أبعاد الأساسات وفق حمولات الاستثمار الشاقولية (غير المصعّدة) المطبّقة عليها بعد ضرب هذه الحمولات بعامل تكبير مقداره /١,٢٥/، ووفق إجهاد التربة المسموح (غير المصعد) ويجب ألا تقل أبعاد الأساس (المستمر) عن /٨٠/ سم عرض وعن /٤٠/ سم ارتفاع ولا يقل قطر قضبان التسليح المستعملة فيه عن /١٢/ ملم بالاتجاهين، ولا تزيد المسافات بينهما عن /٢٠/ سم (الشكل ٤).

٥- اشتراطات المباني الهيكلية أو المختلطة:

٥-١- يتم تنفيذ الجدار المحيطي عند وجود قبو مردوم من البيتون المسلح بسماكة لا تقل عن /٢٥/ سم.

٥-٢- يتم تنفيذ الجدار المحيطي عند وجود قبو مكشوف من البيتون المسلح بسماكة لا تقل عن /٢٥/ سم ولعمق /١/ م تحت منسوب أرضية الطابق المكشوف على كامل محيط المبنى بما في ذلك أسفل الفتحات مع التقيّد بالبنود /٤-٢/ - /٤-٣/ - /٤-٤/ الواردة أعلاه.

٥-٣- يتم ربط كافة الأساسات وبالاتجاهين بشيناجات أبعادها كحد أدنى عرض /٥٠/ سم، وارتفاع /٦٠/ سم مع تسليح كافٍ لكي يتحمل الشيناج إضافةً للقوى المؤثرة عليه ستاتيكياً قوة تساوي /١٥٪/ من حمل أكبر عمود مرتبط بالشيناج، وتطبّق القوة بصورة محورية على الشيناج وذلك بافتراضها قوة ضاغطة أو شادة، ويتم تصميم الشيناج لمقاومة الحالتين.

٥-٤- يمكن الاستغناء عن تنفيذ الشيناجات إذا كانت تربة التأسيس قاسية أو صخرية (تحملها أكبر من ٤ كغ/سم٢) وكان الأساس المنفرد منفذاً ضمنها بالكامل (بدون قالب).

٥-٥- تنفيذ هذه الشيناجات ضمن ارتفاع أو على ظهر الأساسات مباشرةً، ويراعى في تنفيذها الاشتراطات والاحتياطات المطلوبة في المباني المقاومة للزلازل الصادر بعام ١٩٩٧ /البند ٥/.

٥-٦ يجب ألا يزيد تباعد أساور الأعمدة في الطابق الذي يعلو الأساسات مباشرةً عن /١٠/ سم ولا يقل قطرها عن ٨ ملم.

٥-٧- يتم حساب أبعاد الأساسات وفق حمولات الاستثمار الشاقولية (غير المصعّدة) بعد ضربها بعامل تكبير مقداره /١,٢٥/ واعتماد إجهاد التربة المسموح (غير المصعد).

- وعلى موافقة أعضائه (بالإجماع) في جلسته المنعقدة بتاريخ ٢٠٠١/٤/١٨م.

- يقرر ما يلي-

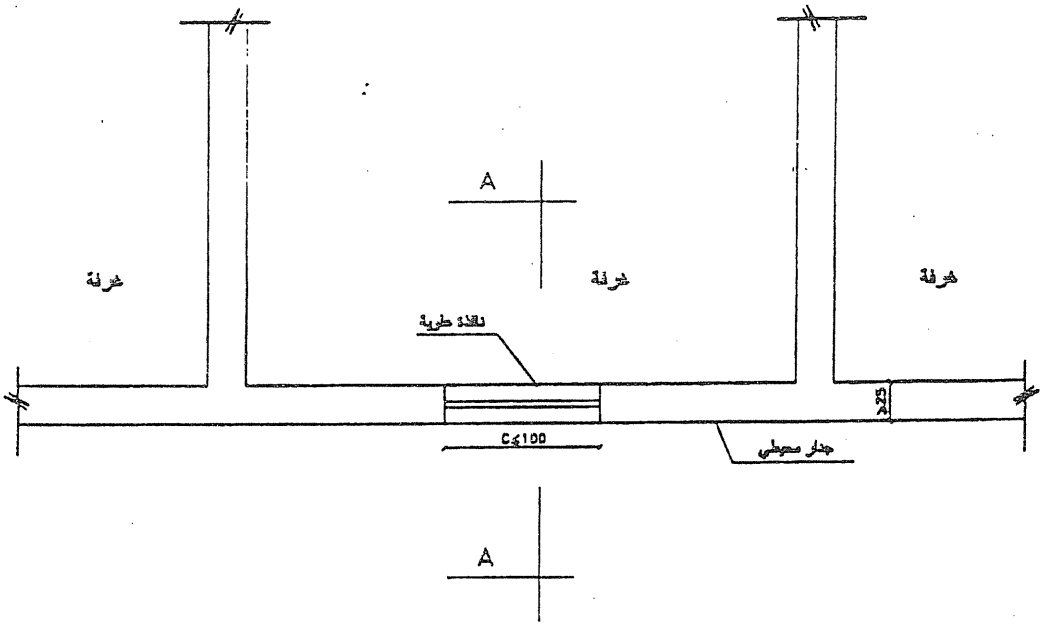
مادة ١- الموافقة على الاشتراطات اللازمة للحساب التقريبي لأساسات المباني السكنية العادية لمقاومة أحمال الهزات الأرضية المعتمدة من قبل لجنة الهندسة المدنية بجلستها رقم /٨/ المنعقدة بتاريخ ٢٠٠١/٢/٢١ والمصدق بقرار مجلس الفرع رقم ١/٤٤ تاريخ ٢٠٠١/٢/٢٨ وفق ما هو مذكور أعلاه.

مادة ٢- ينشر هذا القرار في لوحة إعلانات مجلس المدينة ويبلَّغ من يلزم لتنفيذه أصولاً.

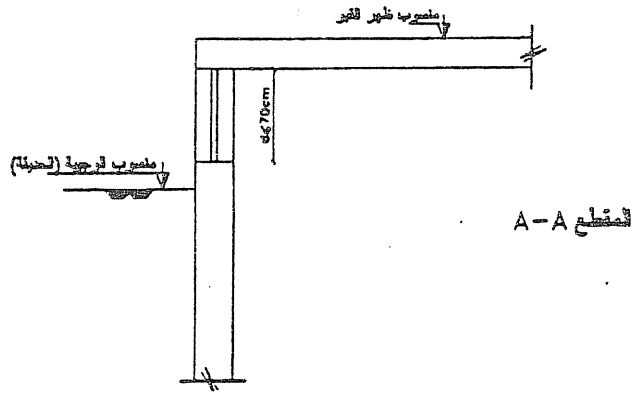
في ١٤٢٢/١/٢٥ هـ ٢٠٠١/٤/١٨م

المقرر

رئيس المكتب التنفيذي لمجلس مدينة حلب
المهندس بسام بيروتي

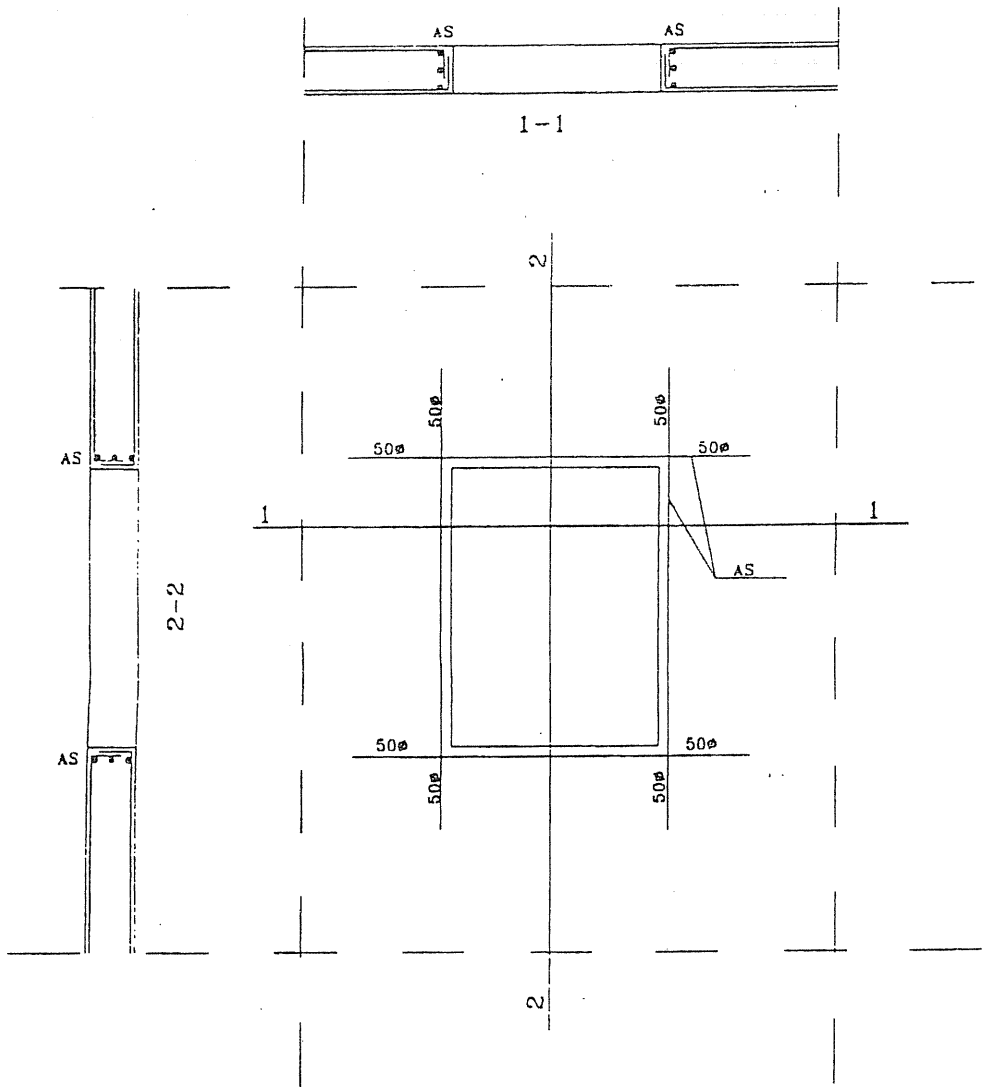


مسقط أفقي للقبو



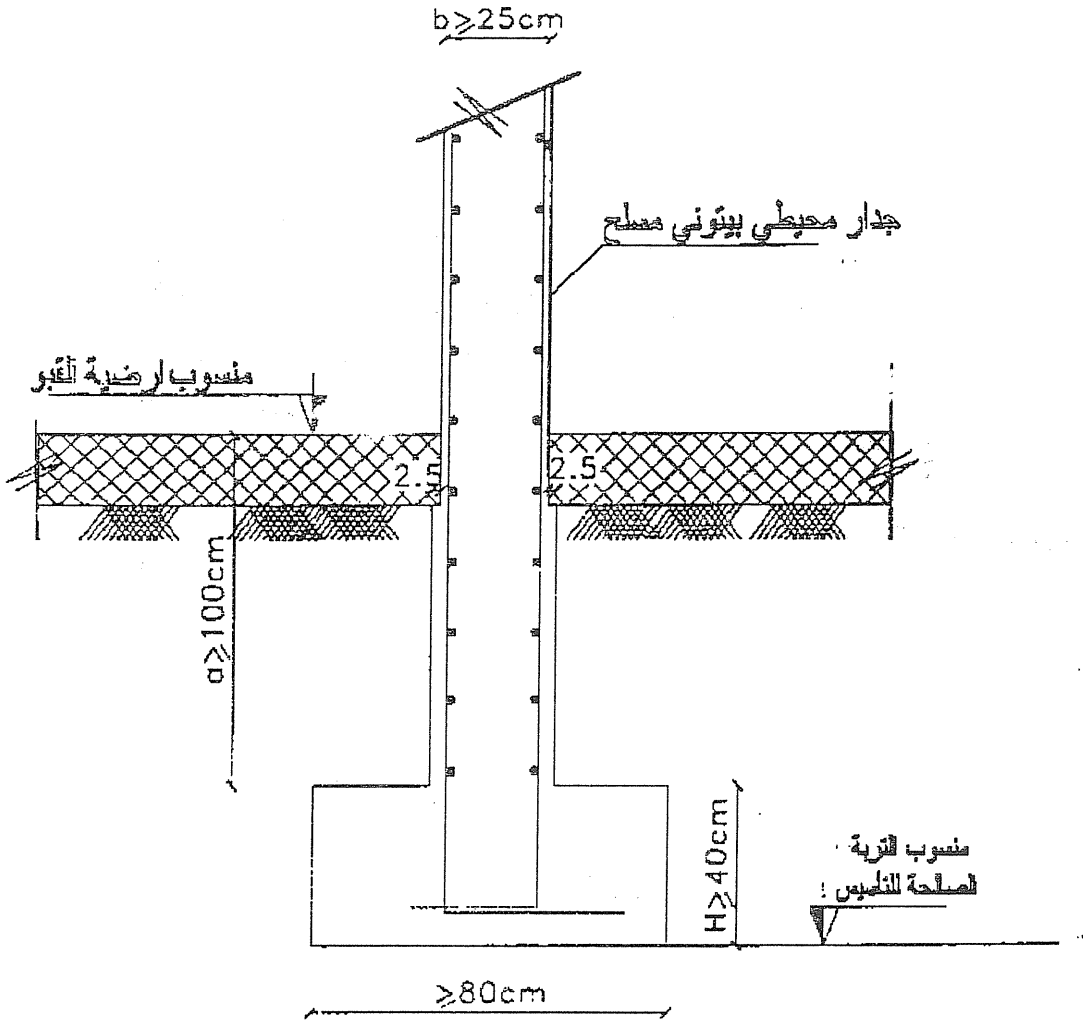
المقطع A-A

الشكل رقم (١)
اشتراطات النوافذ في الجدران المحيطة في القبو

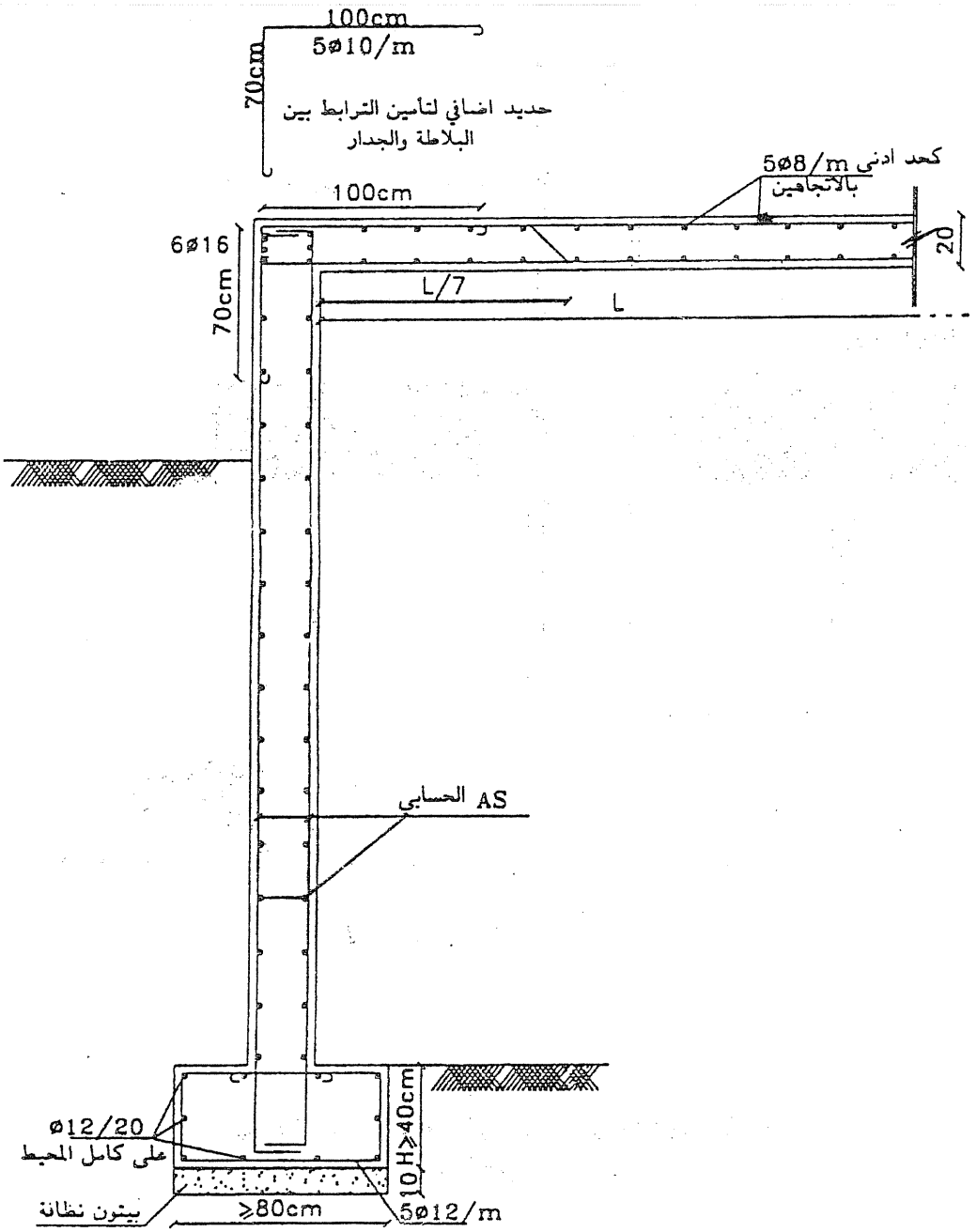


ملاحظة: لا يقل التسليح *As* عن *3ϕ16*.

الشكل رقم (٢)
تسليح جوانب الفتحات



الشكل رقم (٣)
يجب أن تستمر جميع الجدران المحيطية البيتونية المسلحة
ضمن التربة لعمق لا يقل عن *100 cm*.


100cm
5ø10/m
70cm
حديد اضافي لتأمين الترابط بين
البلاطة والجدار
كحد ادنى 5ø8/m
بالاتجاهين
100cm
6ø16
70cm
20
L/7
L
AS الحسابي
ø12/20
على كامل المحيط
10H≥40cm
بيتون نظافة
≥80cm
5ø12/m

تفصيلة رقم (٤)

الاجهادات المسموحة لفولاذ التسليح والبيتون

بناء على الشروط الإنشائية لمجلس مدينة حلب وتدقيق المخططات الإنشائية من قبل مجلس المدينة . وعلى مصادقة مجلس الفرع باستعمال كافة أنواع الاجهادات في حساب العناصر الإنشائية والأبنية. نوضح للزملاء المدنيين أنه يتم التصميم وفق ما يلي :

١ . في الأبنية العادية التي لا يتجاوز ارتفاعها ثمانية بلاطات بما فيها بلاطات الأقبية (سكنية . معامل . فنادق . مستشفيات):

آ . عند حساب العناصر المقاومة للأحمال الشاقولية:

. حد مرونة الفولاذ $f_y = 2400 \ kg/cm^2$

. المقاومة المميزة البيتون كحد أقصى $f_c^{'} \le 180 \ kg/cm^2$

ب . عند حساب العناصر المقاومة لأحمال الزلازل :

. حد مرونة الفولاذ $f_y \le 3000 \ kg/cm^2$

. المقاومة المميزة البيتون $f_c^{'} = 180 \ kg/cm^2$

٢ . في الأبنية التي ارتفاعها أكثر من ثمانية بلاطات بما فيها بلاطات الأقبية:

إجهادات البيتون والفولاذ المسموحة :

$f_c^{'} \le 180 \ kg/cm^2$ $\qquad$ $f_y \le 3000 \ kg/cm^2$

٣ . في حال الحاجة إلى استعمال إجهادات أكبر من الواردة أعلاه للأبنية أكبر من ثمانية بلاطات بما فيها بلاطات الأقبية:

$f_c^{'} > 180 \ kg/cm^2$ $\qquad$ $f_y > 3000 \ kg/cm^2$

يجب تأمين ما يلي:

آ . إشراف دائم من قبل مكتب استشاري معتمد لدى النقابة.

ب . إجراء التجارب اللازمة على الفولاذ والبيتون وفق الكود العربي السوري وخاصة الفصلين /٤/ و/١٣/ لدى مخبر تجريب المواد (نقابة المهندسين).

ج . تعهد من المالك والمهندس الدارس والمهندس المقيم بتأمين المراقبة والإشراف الفني لتحقيق التجارب والشروط المطلوبة في الدراسة وفي الكود العربي السوري وملاحقه وتحفظ نتائج التجارب وتدون على دفتر الورشة الخاص بالمهندس المقيم وتحفظ لدى المكتب الاستشاري.

٤ . يتم التدقيق الإنشائي للأبنية الواردة في الفقرتين / ٢ - ٣ / من قبل مهندس عدد/٢/ على الأقل لديهم الخبرة الكافية بالبرامج الإنشائية الخاصة لحساب الأبنية لمقاومة الزلازل.

الموافقة بالجلسة رقم /٤٤/ تاريخ ٢٠٠٢/١١/١٣.

رئيس لجنة قسم الهندسة المدنية

المهندس علي جعارة

تصميم المباني لمقاومة الزلازل

جدول الخطأ والصواب

الصفحة	السطر	الخطأ	الصواب
٣٠	١٤	$N_{U2}=1.584M_{(S)}$	$M_{U2}=1.584M_{(S)}$
٥٧	١٧	U = 0.8 [1.5 G + 1.8 (1.1)S]	U = 0.8 [1.5 G + 1.8 P + 1.8 (1.1)S]
٧١	٨	$\sigma_{1.2.3.4}\frac{\Sigma N}{A}\pm\frac{M'_x.V_y}{\Sigma I_{x'}}\pm\frac{M'_y.V_y}{\Sigma Iy'}$	$\sigma_{1.2.3.4}\frac{\Sigma N}{A}\pm\frac{M'_x.V_y}{\Sigma I_{x'}}\pm\frac{M'_y.V_x}{\Sigma Iy'}$
٨٢		ملاحظة غير موجودة	ملاحظة: القوى بالاتجاه X والاتجاه Y المبينة أعلاه تعتمد على قيم Vx و Vy النهائية المحسوبة وفق الدور الوسطي بعد حساب دور الاهتزاز الديناميكي (صفحة ٨٨) .
٩١	٦	23..56	121.56
٩١	الأخير	ملاحظة: يجب أن تضرب كافة العزوم بـ jx = 0.92	ملاحظة: يمكن أن تضرب كافة العزوم بـ jx = 0.92
٩١		ملاحظة غير موجودة	ملاحظة: قيم Nu مساوية للصفر لأن الأحمال الشاقولية غير محسوبة .
٩٣	الأخير	ملاحظة: يجب أن تضرب كافة العزوم بـ jy = 0.89	ملاحظة: يمكن أن تضرب كافة العزوم بـ iv = 0.89
٩٣		ملاحظة غير موجودة	ملاحظة: قيم Nu مساوية للصفر لأن الأحمال الشاقولية غير محسوبة .
١٠٠	٨	(حصة الإفطار)	(حصة الإطار)
١٥٤	١٤	$Vu=0.85fy\cdot bd\cdot\tau=0.85\times40\times55\times11775=2202\,t$	$Vu=0.85\cdot bd\cdot\tau=0.85\times40\times55\times11775=2202\,t$
١٦٤	٥	$\sigma_{1,2}=\frac{463\times10^3}{330\times330}\left(1\pm\frac{6\times9.1}{330}\right)=$	$\sigma_{1,2}=\frac{463\times10^3}{330\times330}\left(1\pm\frac{6\times9.8}{330}\right)=$
١٧٤	الأخير	٥ قطر ١٤ مم	٥ قطر ١٠مم