الباب الثالث

CHAPTER 3

الأعمـــــــدة

Design of Columns

٣ – ١ : مقدمـــــة : –

الأعمدة هي العناصر الرأسية التي تتحمل غالباً قوي ضغط ، كما يمكن لها في بعض الأحيـان أن تتعرض إلي عزوم انحناء في اتجاه واحد أو اتجاهين والتي تسبب أحياناً قوى شد علي جزء مـن أجزاء القطاع ، إلا أن قوى الضغط تظل هي القوى السـائدة والغالبـة علـي القطـاع ، ومـن المعروف أن هناك عناصر غير رأسية يمكن أن تتعرض لقوى ضغـط مثـل بعـض عنـاصر الجمالونات والعقود والإطارات والقشريات ، إلا أننا إذا أطلقنا لفظ الأعمـدة فإننـا نقصـد تلـك العناصر الرأسية التي تتحمل في الغالب قوى ضغط نتيجة الأحمال الرأسية للمنشآت .

– وتستخدم هذه العناصر بشكل واسع في معظم منشآتنا الهيكلية ، وتكون علي صور ثلاث : –

١ – أعمدة ذات تسليح طولي وكانات عرضية رابطة مفردة :

- Longitudinal bars & Lateral ties.

٢ – أعمدة ذات تسليح طولي وكانات عرضية دائرية مستمرة :

- Longitudinal bars & Continuos spirals.

ويتميز هذا النوع بممطوليته ductility وقدرته علي تحمل الظروف القاسية .

٣ – أعمدة ذات قطاع خرساني حديدي مشترك :

- Composit sections reinforced longitudinally with structural steel shapes with or without additional longitudinal bars .

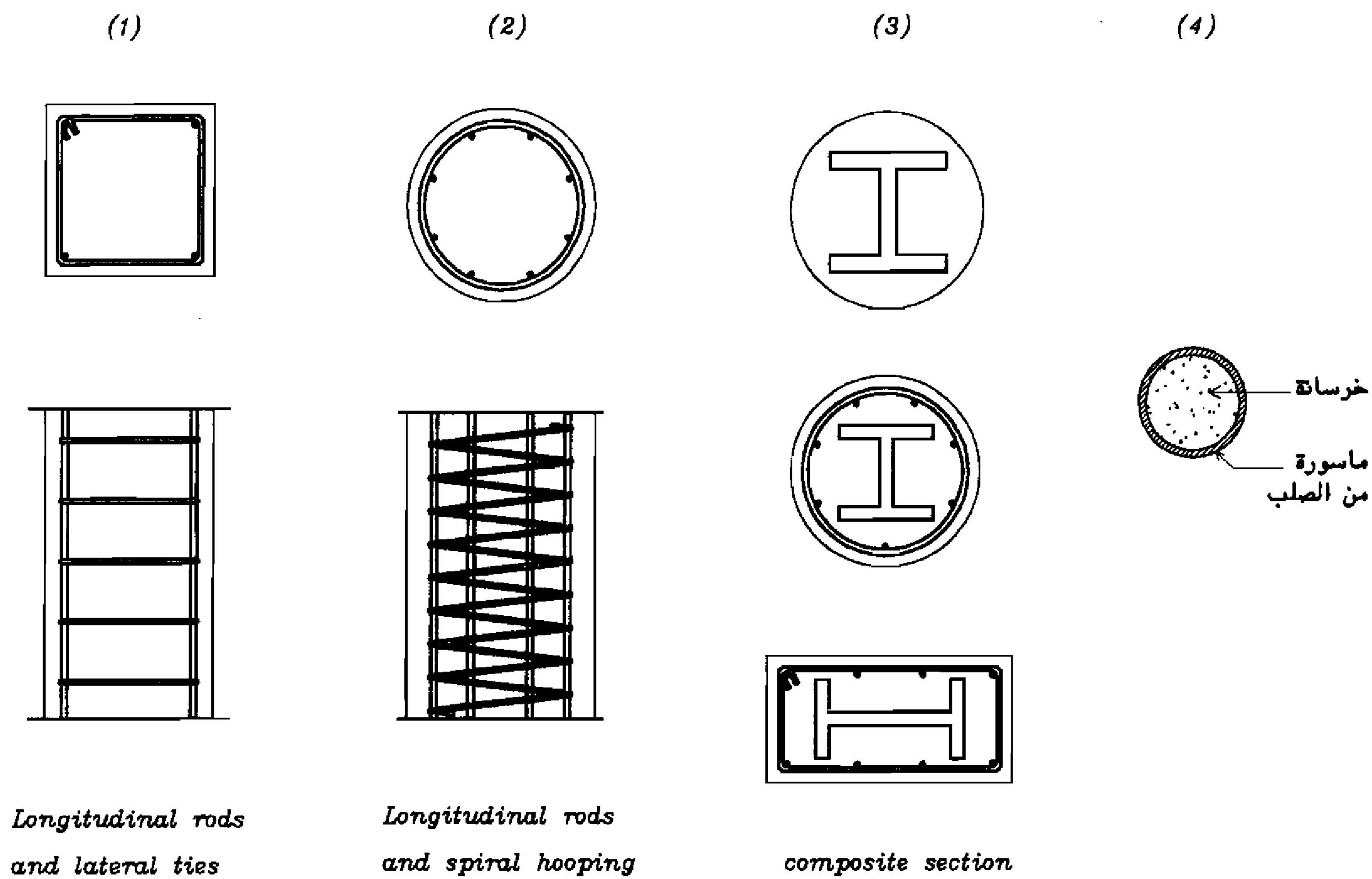
والشكل رقم (١) يوضح هذه الأنواع .

والنوعان (١ ، ٢) هما الأكثر انتشاراً وهما اللذان سنفرد لهما هذا الباب .

ومن المنطقي أن يُفهم أن قدرة العمود علي تحمل القوى الرأسية تتأثر جوهرياً بمساحة قطاعـه الهندسي وبخصائص المواد الهندسية المكونة لهذا القطاع (الخرسانة – الحديد) ، إلا أن شـكل توزيع الحديد ، وشكل الكانات ونوعيتها ، وطول وقصر العمود ، وظروف تقيـده مـع بـاقي عناصر المنشأ ، تعتبر عوامل مؤثرة أيضاً علي قيمة الحمل الأقصى للعمود .

– ومن المهم أن نشير هنا إلي أن الخرسانة هي التي تحمل معظم الأحمال المطلوب مقاومتـها ، أما صلب التسليح فهو يحسن من مقاومة القطاع ويعطيه بعض المطوليه ويتحمـل كـل عـزوم الانحناء إن وجدت ، ويتم تسليح الأعمدة الخرسانية تسليحاً رئيسياً بأسياخ من الصلـب موازيـة لاتجاه تأثير الأحمال ويتم رصها علي هيئة مربع أو مستطيل أو دائـرة علـي محيـط القطـاع الخرساني (**شكل ١**) .

ويتم تسليح الأعمدة بنسب حديد لا تقل غالباً عن ١% ولا تزيد عن ٨ % من مساحة القطاع الخرسـاني طبقاً لنصوص الكود الأمريكي (ACI.code I0.9.1)، و تعتبر النسبة الصغرى ضرورية لتوفير قدرة



شكل (١)

بعض انواع الاعمدة

للعمود لمقاومة عزوم الانحناء التي قد تكون موجودة ولا تؤخذ في الاعتبار في التحليل الإنشائي (أو تهمل) ، بالإضافة إلي أنها تقوم بمقاومة إجهادات الزحف والانكماش واللتان تعتبران خاصيتان لازمتان في الخرسانة المسلحة بصفة عامة تحت تأثير قوى الضغط ، أما النسبة ٨ % فبالإضافة لكونها غير اقتصادية فإنها تجعل القطاع مزدحماً بالحديد قابلاً (للتعشيش) أثناء الصب خاصة مع كثرة الوصلات اللازمة في هذه الحالة .

والأقطار الشائعة في الأعمدة غالباً ما تتراوح بين ١٤ مم ، ١٨ مم ، ولا يجوز تسليح العمود بأقل من ٤ أسياخ في حالة الكانات المفردة (lateral ties) ولا يقل عن ٦ أسياخ في حالة الكانات الحلزونية (ACI code 10.9.2) .

٣ – ٢ : اشتراطات الكود المصري في تعريف الأعمدة : –

تعرف الأعمدة بأنها تلك العناصر الإنشائية الرأسية التي تنقل الأحمال المحورية الرأسية الضغطية والتي قد تصاحبها أولاً تصاحبها عزوم انحناء .

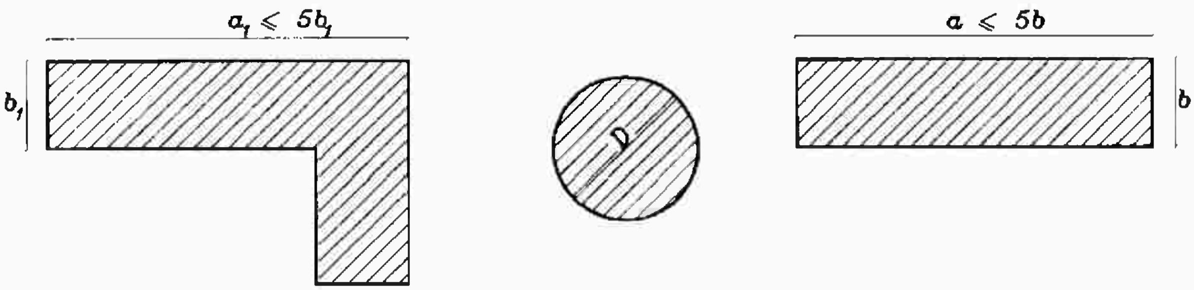
والأعمدة لها قطاع هندسي في العادة أقل بكثير من ارتفاعها ، حيث يجب أن يكون ارتفاعها أكبر من خمسة أضعاف طولها ، (**شكل ٢**) .

وتتلقى الأعمدة أحمالها من الأسقف وتوصلها إلي القواعد والأساسات . ولتمييز الأعمدة عن الحوائط فإنه يجب أن يكون طول قطاعها أقل من خمسة أضعاف عرضه وإلا اعتبر حائطاً (**شكل ٢**) .

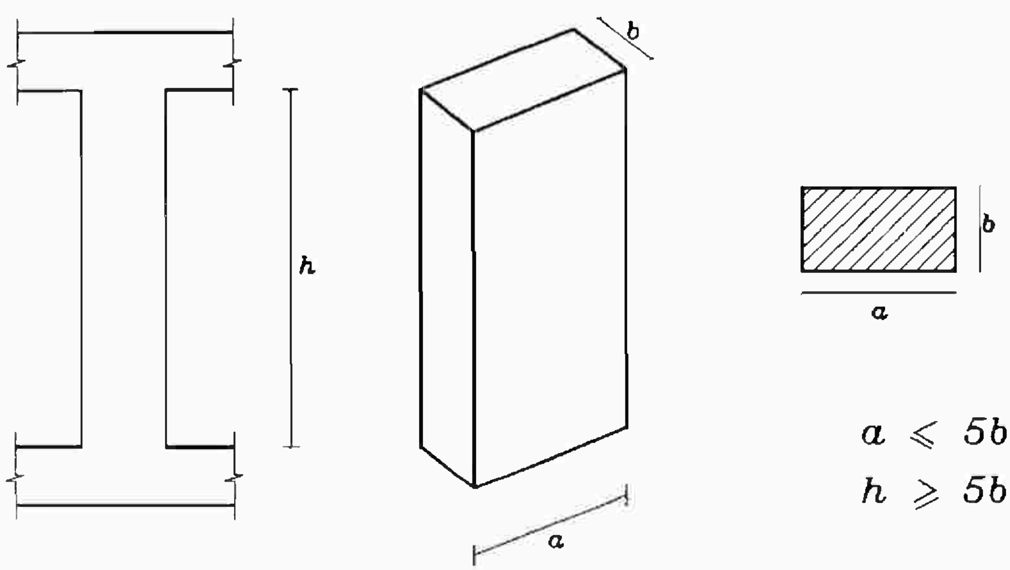
٣ – ٣ : اختيار أماكن الأعمدة : –

نظراً لأن الدور المتكرر هو الدور الأكثر تكراراً في منشآتنا السكنية أو الإدارية فإن دراسة مواضع الأعمدة تبدأ من خلاله ، حيث يقوم المهندس المعماري باقتراح الأماكن الأكثر مناسبة للأعمدة عند تقاطعات الحوائط ثم يتم مناقشة الاختيارات مع المهندس الإنشائي المصمم ، حيث يجب أن يحقق نظام توزيع الأعمدة نظاماً إنشائياً للأسقف يتوافق مع احتياجات المهندس الإنشائي المصمم ، كما يراعي ألا تكون كل الأعمدة أو معظمها في اتجاه واحد (ذات عزم قصور ذاتي في اتجاه واحد) بل يراعي حالة استطالة المبني لتحسين مقاومته للأحمال الجانبية (مثل الرياح أو الزلازل) .

وتعتبر لوحة المحاور والأعمدة في أي منشأ هي عمدة اللوحات الهندسية الإنشائية حيث يجب مراعاة الدقة في استمرار الأعمدة فوق بعضها تماماً في كافة الأدوار ، ويتم التأكد من ذلك في تنفيذ الأعمدة مع كل دور علي حدة من خلال لوحة المحاور والأعمدة . كما يجب مراعاة توزيع الأعمدة بحيث نتجنب وجود كابولي داخلي لكمرات الأسقف حيث يسبب ذلك نظاماً إنشائياً غير موفق باستحداث عزوم انحناء وقيمة ترخيم غير متعادلة .



قطاع العمود



شكل (٢)

شروط الكود لابعاد الاعمدة

٣ – ٤ : تصميم الأعمدة : –

يمكن تقسيم الأعمدة إلي قسمين رئيسين هما : الأعمدة القصيرة ، والأعمدة الطويلة ، حيث يقتصر المهندس المصمم في حالة تصميم الأعمدة القصيرة علي مقاومة الأحمال عن طريق القطاع الخرساني من حيث المساحة والشكل الهندسي ، وأيضا من حيث خصائص المواد المستخدمة ، أما في حالة الأعمدة الطولية فبالإضافة إلي ما سبق فإنه يجب أن يؤخذ في الاعتبار أثناء تصميمها نسبة نحافتها ومدى ميلها للانبعاج ، حيث إنها تؤثر جوهريا علي مدى قدرتها علي تحمل الأحمال .

٣ – ٤ – ١ : الأعمدة القصيرة : –

تعريف :

يسمي العمود قصيرا إذا كانت أبعاده الهندسية (طوله × عرضه) ليست صغيرة بالنسبة لارتفاعه وغالبا ما يكون انهيار هذا النوع من الأعمدة نتيجة انهيار الخامات المصنوع منها (الخرسانة والحديد) ، وللتفريق بين الأعمدة القصيرة والطويلة يتم حساب ما يسمي بمعامل النحافة (λ) والتي تعتمد علي :

١ – الارتفاع الفعال للعمود .

٢ – أبعاد قطاعه الهندسي .

٣ – حالة التثبيت عند وصلة العمود العليا والسفلي .

٣ – ٤ – ١ – ١ : حدود العمود القصير : –

يصبح العمود قصيراً إذا حققت إبعاده الهندسية القيم الموجودة بالجدول الآتي : –

معامل النحافة / حالة العمود	λ_b □	λ_b ○	λ_i
مقيد	15	12	50
غير مقيد	10	8	35

– وسوف نوضح لاحقاً كيف يتم تصنيف العمود من حيث القيد أو عدمه (أنظر بند ٣ – ٤– ١ – ٥) Braced or unbraced .

$$\lambda_i = \frac{He}{i}. \quad \left.\begin{array}{ll} = 0.3b & \square \ b \\ = 0.25D & \bigcirc \ D \end{array}\right\}$$

i = radius of giration

$$Or \quad \lambda_b = \frac{He}{b}$$

بعد قطاع العمود في اتجاه الدراسة = b .

الارتفاع الفعال للعمود = He .

وسوف نبين لاحقاً كيف يتم تحديد الارتفاع الفعال للعمود (أنظر بند ٣ – ٤ – ١ – ٦) .

٣ – ٤ – ١ – ٢ : تصميم الأعمدة القصيرة : –

تشترك كل من الخرسانة والحديد في مقاومة الأحمال عندما يكون العمود معرضاً لحمل صغير نسبياً حيث يكون كل من الخرسانة وصلب التسليح ما زالا في حدود السلوك المرن .

حيث يكون حينئذ $f_s = nf_C$

حيث n = النسبة المعيارية = E_s / E_c .

وفي حالة عدم تعرض العمود القصير إلي عزوم انحناء لأي سبب أو أن العزوم التي تعرض لها ضئيلة (لا مركزية لا تزيد عن ٥ %من قيمة بعد قطاع العمود) فإنه يمكن استخدام أحد المعادلات الآتية للتصميم : –

أولاً : طبقاً لنظرية إجهادات التشغيل : Working Stress Design method :

$$P = f_{co}[A_s + (n-1)A_s]$$

<u>حيث : –</u>

حمل التشغيل = P .

إجهاد التشغيل للخرسانة = f_{co} .

مساحة القطاع الخرسانة = A_g .

مساحة أسياخ صلب التسليح الطولية = A_s .

$$Or : P = f_{co}A_c + 0.44 f_y A_{sc}$$

وذلك في حالة الأعمدة المربوطة بكانات انفرادية tied ، حيث يمكن الحصول علي f_{co} من جدول رقم (٩) بالملحق والذي يبين إجهادات التشغيل للخرسانة والصلب .

أما في حالة الأعمدة المسلحة بتسليح حلزوني فيمكن حساب حمل التشـــغيل طبقــاً للأقــل مــن المعادلتين الآتيتين : -

$$P = 1.14 f_{co} A_c + 0.51 f_y A_{sc}$$

$$OR : P = f_{co} A_k + 0.44 f_y A_{sc} + 0.92 V_{sp} f_{yp}$$

حيث : μ_{sp}, v_{sp} ستوضح لاحقاً .

ثانيا : بنظرية حالات الحدود : **Limit State Design Method** :

$$P_u = A_c\frac{0.67f_{cu}}{\gamma_c}+\frac{A_s f_y}{\gamma_s}$$

- حيث الحمل الأقصى للعمود = p_u .
- المقاومة المميزة للخرسانة = f_{cu} .
- إجهاد الخضوع للحديد = f_y .
- معامل تخفيض المقاومة للخرسانة = γ_c ، وهي = 1.75 في حالة الأحمال الرأسية الضغطية .
- معامل تخفيض المقاومة للحديد = γ_s وهي = 1.36 في حالة الأحمال الرأسية الضغطية .

<u>أي أن :</u>

$$P_u = 0.38A_c f_{cu} + 0.74A_s f_y$$

وإذا اعتبرنا وجود لا مركزية صغيرة لا تزيد عن ٥ % من طول القطاع يتم تخفيض الحمل الأقصى بقيمة = ١٠ % ، فيصبح :

$$P_u = 0.35A_c f_{cu} + 0.67A_{sc} f_y$$

وهي معادلة تنطبق كما قلنا علي العمود القصير الذي لا تزيد لا مركزيته عن ٥ % من طول قطاعه ويكون شكل تسليحه كانات رابطة مفردة وليست حلزونية كما هو موضح (**بالشكل ٣ ، ٤**) ، والذي يوضح مجموعة من الأنماط والأشكال المختلفة لقطاعات أعمدة خرسانية وكيفية رص وترتيب تسليحها ، أما في حالة الأعمدة الدائرية ذات الكانات الحلزونية (شكل ٥) فإن الحمل الأقصى للعمود يمكن تحديده بالأقل من المعادلتين الآتيتين : -

$$P_u = 0.35A_k f_{cu} + 0.67A_{sc} f_y + 1.38V_{sp} f_{yp}$$

$$P_u = 0.4A_c f_{cu} + 0.76A_{sc} f_y$$

<u>حيث : -</u>

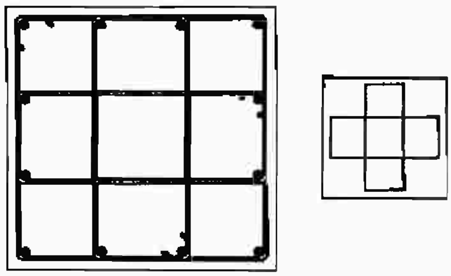
$$V_{sp} = \pi A_{sp} D_K / p$$

$$\mu_{sp} = \frac{V_{sp}}{A_K}$$

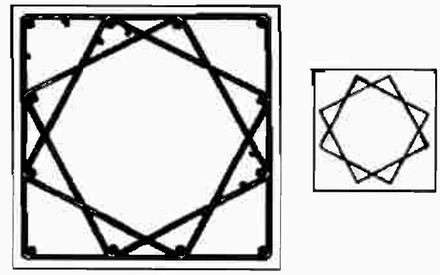
$$\mu_{sp(\min)} = 0.36\left(\frac{f_{cu}}{f_{yp}}\right)\left(\frac{A_c}{A_k}-1\right)$$

$$A_k = \pi D_k^2/4$$

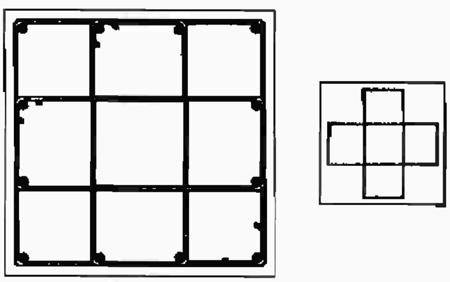
$$A_c = \pi D^2/4$$



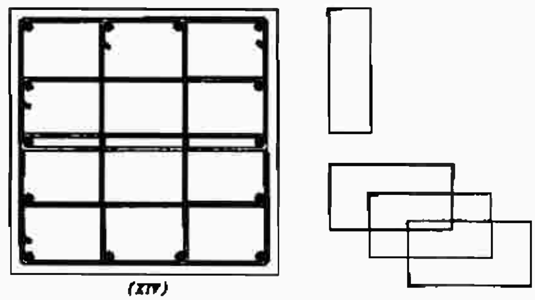
(XI)



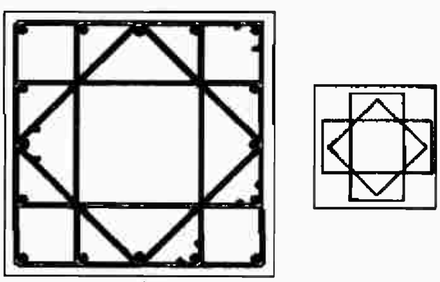
(XII)



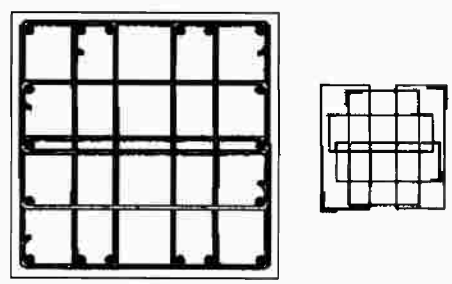
(XIII)



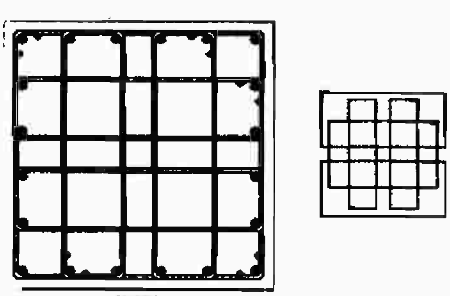
(XIV)



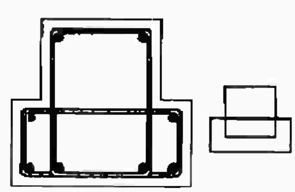
(XV)



(XVI)

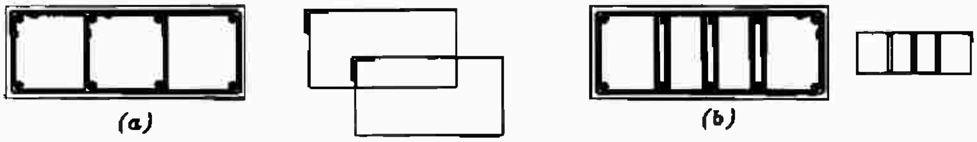


(XVII)

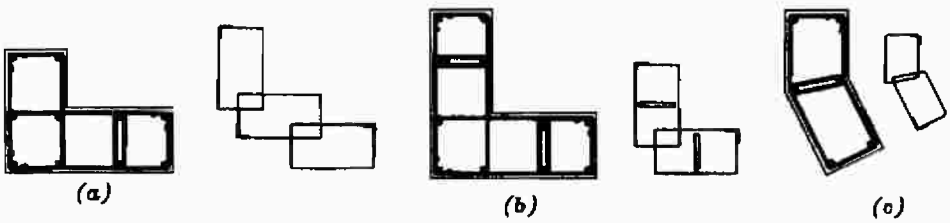


(XVIII)

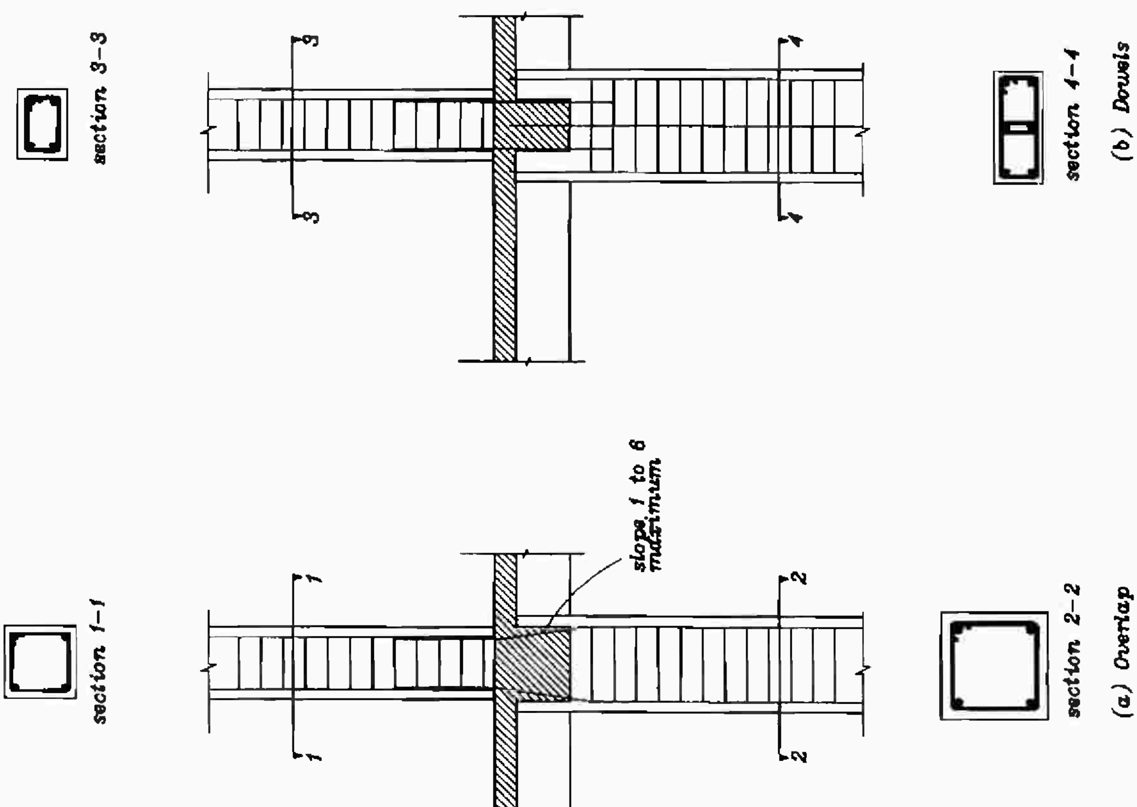
شكل (٣)



Elongated columns

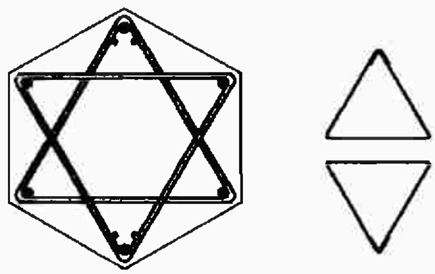


Corner columns

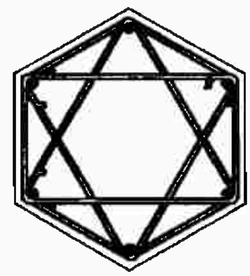


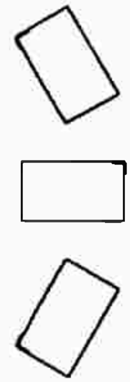
Columns splices

شكل (٤)

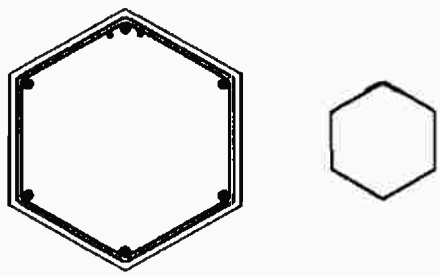


(a)

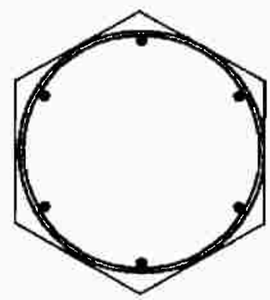




(b)

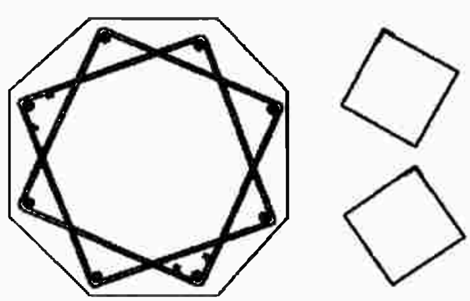


(c)

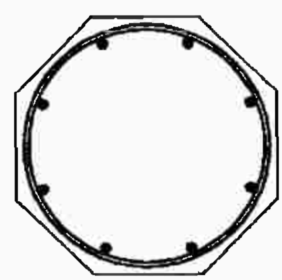


(d)

hexagonal columne

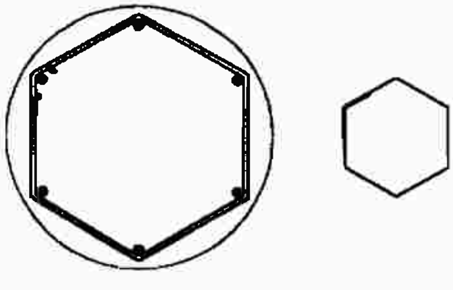


(a)

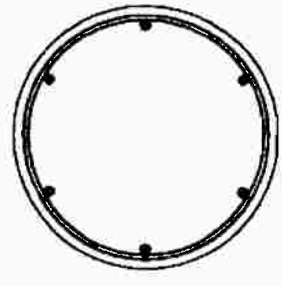


(b)

octagonal columne



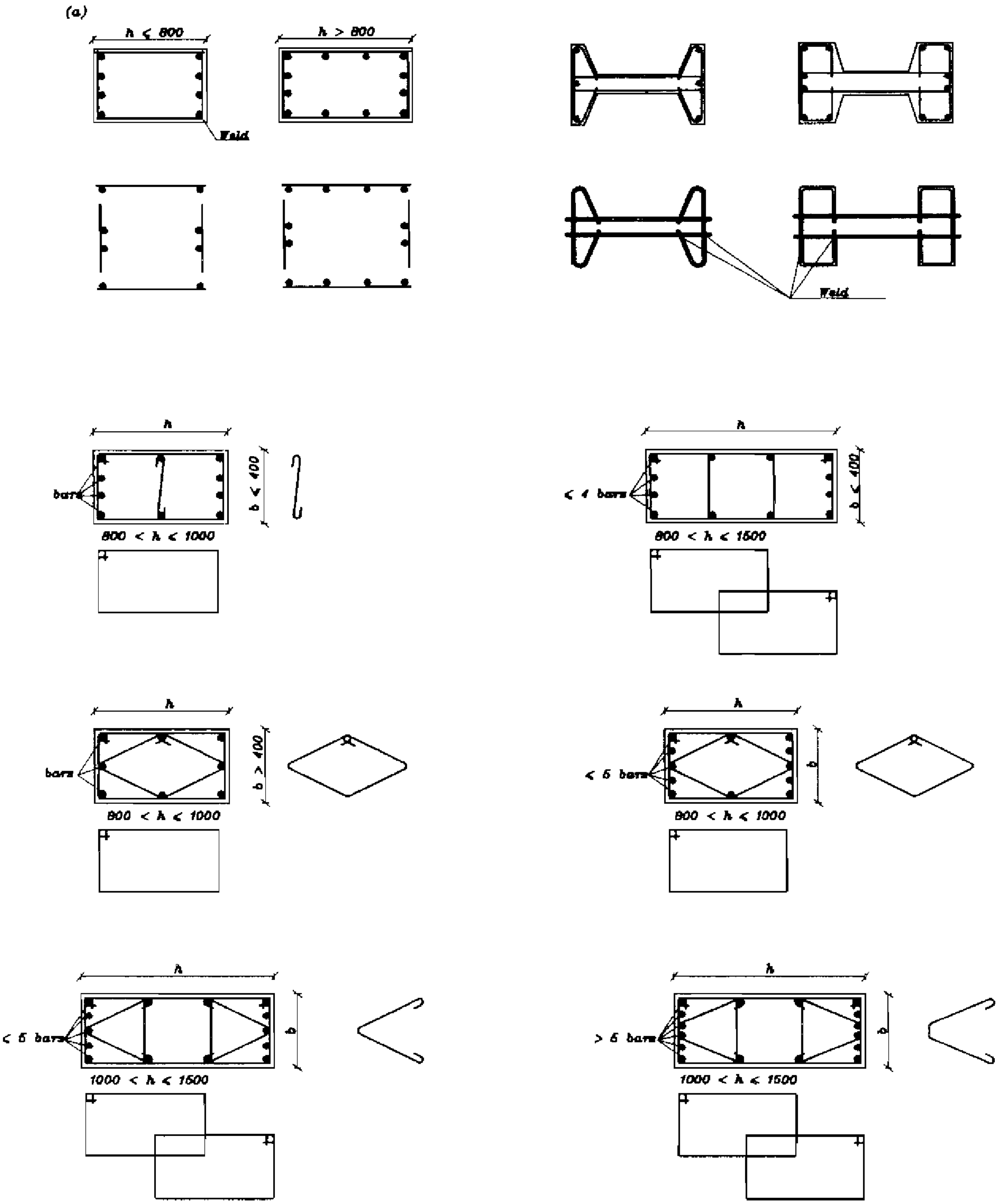
(a)



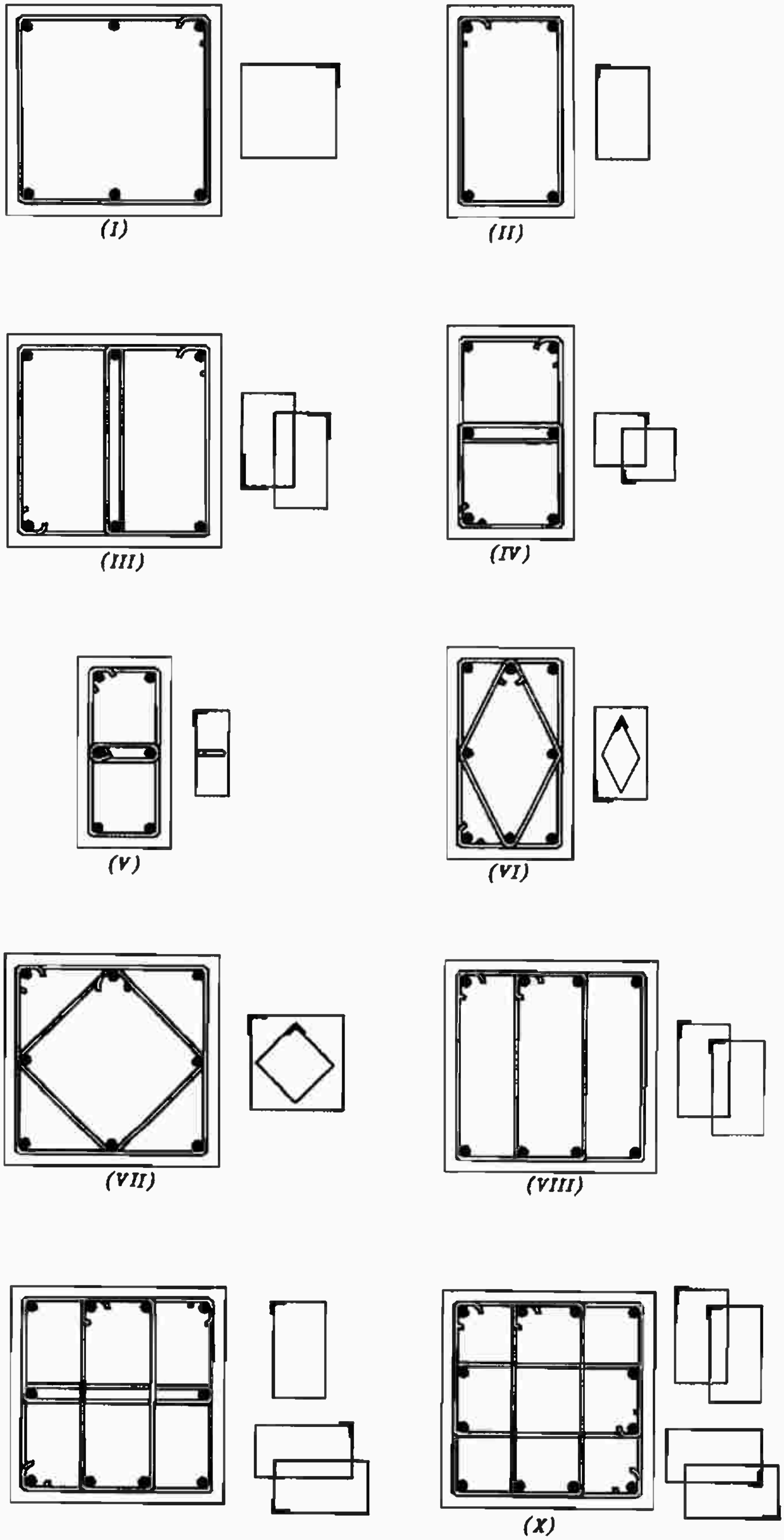
(b)

cilender columne

شكل (٤) - تابع


(a)
h ≤ 800
h > 800
Weld
Weld
h
bars
b ≤ 400
800 < h ≤ 1000
h
≤ 4 bars
b ≤ 400
800 < h ≤ 1500
h
bars
b > 400
800 < h ≤ 1000
h
≤ 5 bars
b
800 < h ≤ 1000
h
≤ 5 bars
b
1000 < h ≤ 1500
h
> 5 bars
b
1000 < h ≤ 1500

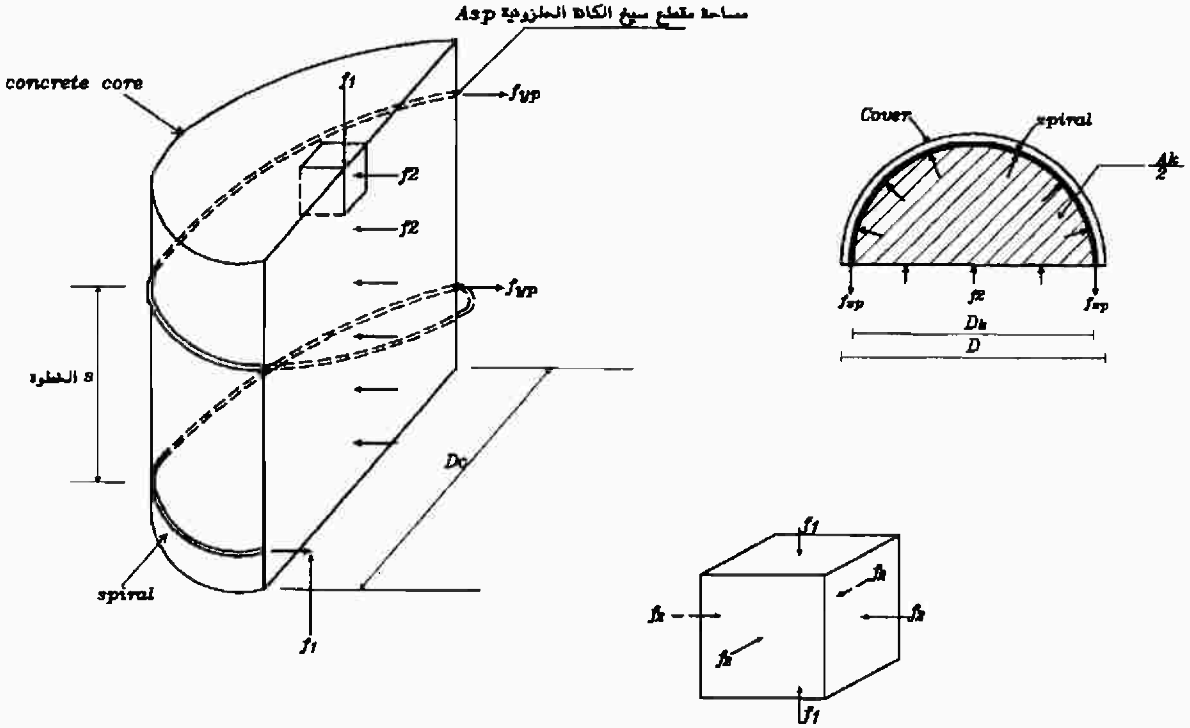
شكل (٤)- تابع



شكل (٤)- تابع

يبين **شكل (٥)** جزءا من عمود دائري مسلح بكانة حلزونية تحت تأثير قوي ضغـــط رأســية حيث يحدث انضغاط في الاتجاه الطولي للعمـــود (Shortens in longitudinal direction) تحت تأثير إجهاد قيمته f_1 ، ونتيجة لظاهرة الانفعال الجانبي طبقا لنسبة بواســون فــإن العمــود يحدث له تمدد جانبي خاصة عند الأحمال العالية (أكثر من ٧٠ % من قيمـــة الجــهد الأقصــى للاسطوانة الخرسانية القياسية) ، هذا التمدد يتم مقاومته عن طريق الكانة الحلزونية حيث يتكــون اجهادات شد في هذه الحلزونه . وليحدث اتزان إنشائي فإن خرسانة قلب العمـــود يحـدث لــها انضغاط جانبي f_2 فيما يسمي بالانضغاط الثلاثي (Triaxial compression) .

والمعادلات السابقة بنيت علي أساس نتائج اختبارات معملية مكثفة أثبتت أن الكانـــات الحلزونيــة تشارك جوهريا في تحمل الأحمال الرأسية ورفع مقاومة العمود الكلية إذا ما روعيت ألا تقل عــن النسبة الدينا الموضحة حيث تقوم بعمل حصر للخرسانة (by confining concrete inside the core) داخل قلب القطاع ويساعد علي انهيار غير مفاجئ مقارنة بالكانات الرابطة المفردة الغــير حلزونية (tied columns) ، وهذا النوع من الكانات (الحلزونية) يسهم مساهمة فعالــــة فــي تغيير نمط انهيار العمود حيث يكون الانهيار عادة إمـــا بســحق الخرســانة (Crushing) أو انفصـــال الغــطــاء الخارجـــي للعمــود (Spalling) أو انبعـــاج الأسيـــاخ الطــولية للعمود (buckling of bars) ، وفي حالة وجود الكانات الحلزونية بالقيمة المنصوص عليها آنفا فـــإن الانهيار يكون تدريجيا وبعلاقات تحذيــر كافيـــة *(شكل رقم ٦)* . *(شكل رقم ٧)* يبين أيضـــا الفرق بين انهيار عمودين أحدهما بكانات رابطة مفـــردة (tied column) والثـــاني بكانـــات حلزونية وكلاهما في نفـــس المبنـــي الذي تعرض لزلزال عنيــف عام ١٩٧١ في سان فرنـــاندو (بالولايات المتحدة) .



V_{sp} = حجم الكانة منسب للخطوة

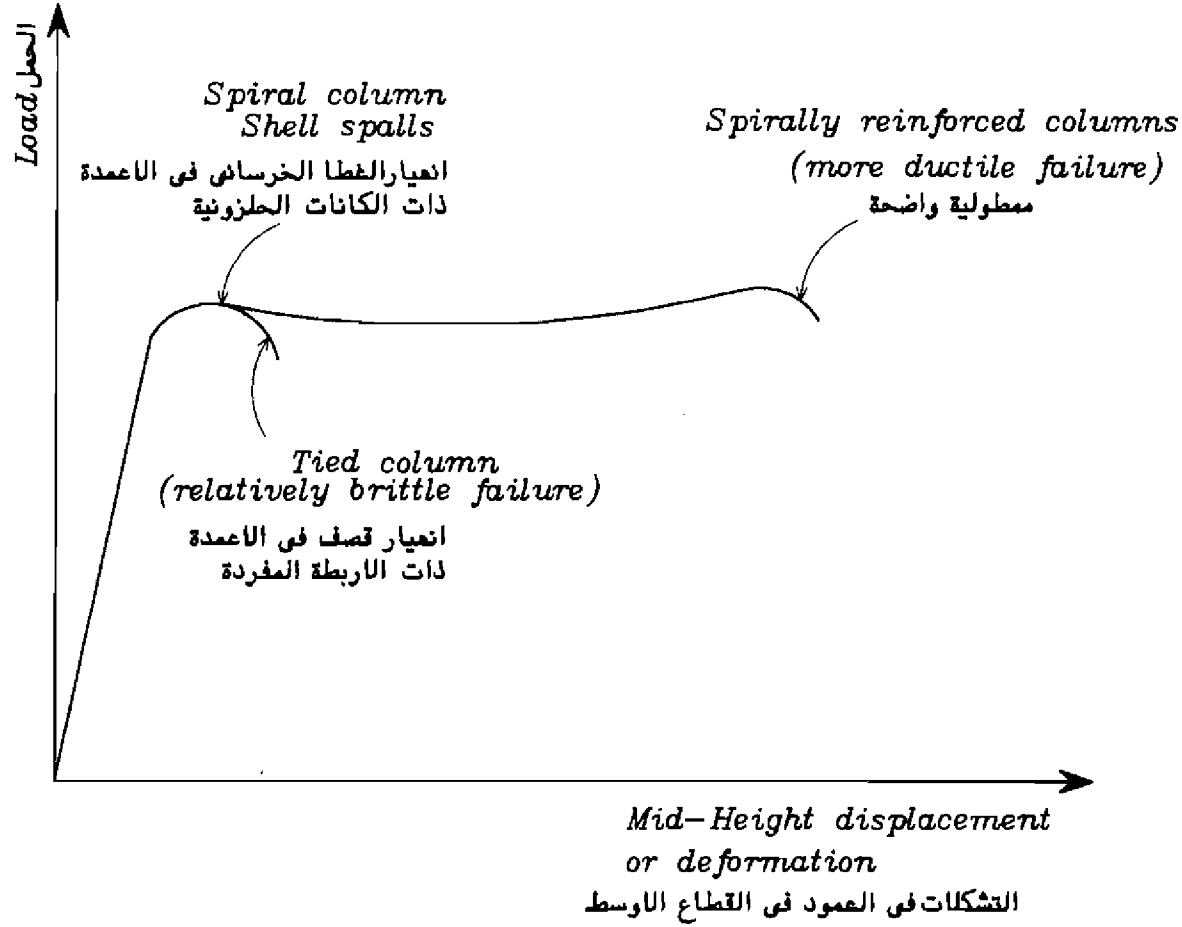
$$= \frac{\text{طول المحيط} \times \text{مساحة المقطع}}{p}$$

$$= \frac{A_{sp} \cdot \pi D_k}{p}$$

μ_{sp} = نسبة حجم حديد تسليح الكانة منسبة لمساحة المقطع $= \dfrac{V_{sp}}{p}$

شكل (٥)

العمود الدائرى ذو الكانة الحلزونية



شكل (٦)

Comparison of load–deflection behaviour

of tied and spiral columns

مقارنة بين سلوك العمود المسلح بكانة حلزونية و المسلح بكانة رابطة مفردة

عمود منهار مسلح بكانات مفردة رابطه

عمود منهار مسلح بكانه حلزونية
ويظهر انحرافه جانبا بقيمه = ٥٠ سم
ومع هذا يظل مقاوما لأحمال كبيرة

شكل ٧

٣ – ٤ – ١ – ٣ : متطلبات الكود المصري في تفاصيل القطاع والتسليح : –

يشترط الكود المصري بعض الحدود التي يجب توفرها عند تصميم الأعمدة وهي : –

١ – الأبعاد الخرسانية : –

١ – ١ : أقل قطاع هندسي للعمود = ٢٠ × ٢٠ سم في حالة العمود المستطيل وأقل قطر لعمود دائري = ٢٠ سم أيضاً .

١ – ٢ : في حالة الرغبة في وضع أسياخ في الأركان فقط يجب ألا يزيد طول ضلع العمود عن ٣٠ سم .

١ – ٣ : إذا زاد طول العمود عن ٣٠ سم يجب وضع أسياخ عند الأركان بالإضافة إلي أسياخ بينية لا تزيد المسافات بينها عن ٢٥ سم .

١ – ٤ : يجب ألا تزيد المسافة بين السيخ المربوط وغير المربوط عن ١٥ سم ***(شكل ٨)*** .

٢ – التسليح :

٢ – ١ : التسليح الطولي الأدنى :

٢ – ١ – ١ : الأعمدة القصيرة المربوطة بكانات مفردة Tied Columns :

لا تقل مساحة الحديد بالقطاع عن ٠,٨ % من المساحة المطلوبة تصميمياً ، ولا تقل مساحة الحديد بالقطاع عن ٠,٦ % من المساحة المختارة عملياً .

٢ – ١ – ٢ : الأعمدة الطويلة :

$$\mu_{\min} = 0.25 + 0.052\lambda_b$$
$$OR:$$
$$= 0.25 + 0.015\lambda_i$$

٢ – ١ – ٣ : للأعمدة الدائرية :

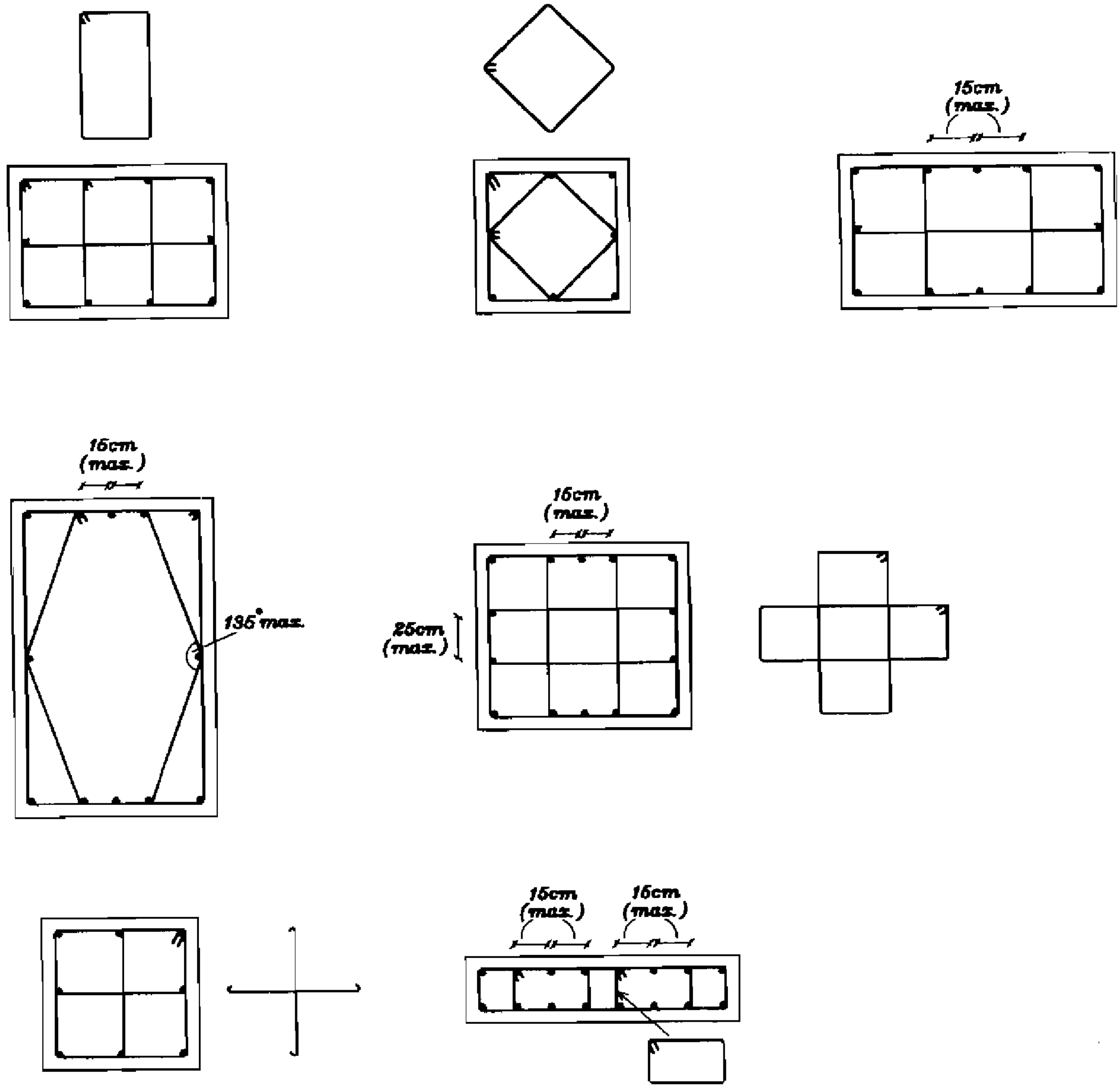
$$\mu_{\min} = 1.0\% A_c$$

OR :

$$= 1.2\% A_k$$

٢ – ٢ : التسليح الطولي الأقصى :

في حالة الأعمدة الداخلية	$\mu \not> 4\%$
في حالة الأعمدة الخارجية	$\mu \not> 5\%$
في حالة العمدة الركنية	$\mu \not> 6\%$



شكل (٨)

بعض اشكال الكانات و المسافات القصوى

لربط الاسياخ الطولية

٢ – ٣ : يجب أن يتواجد سيخ حديد طولي علي الأقل في كل ركن من أركان العمود .

٢ – ٤ : لا يجوز استخدام أقطار حديد تسليح طولي أقل من ١٢ مم .

٢ – ٥ : لا يقل عدد الأسياخ عن ٤ في العمود المستطيل (أو المربع) ولا يقل عن ٦ أسياخ في العمود الدائري .

٢ – ٦ : لا يجوز أن تقل المسافة بين سيخين متتالين عن أكبر قطر مستخدم أو عن مرة ونصف المقاس الاعتباري الأكبر للركام الكبير أيهما أكبر .

٢ – ٧ : عند وصل الحديد في مناطق الضغط يجب ألا يقل عن ٣٥ مرة قطر السيخ المستخدم في التسليح أو ٤٠ سم أيهما أكبر ***(شكل رقم ٩)*** .

٢ – ٨ : التسليح العرضي أو الجانبي (الكانات) تكون المسافة البينية بين الكانات بعضها وبعض كما يأتي : –

- ١٥ مرة أقل قطر في الأسياخ الطولية
- ٢٠ سم .

$\Big\}$ أيهما أقل

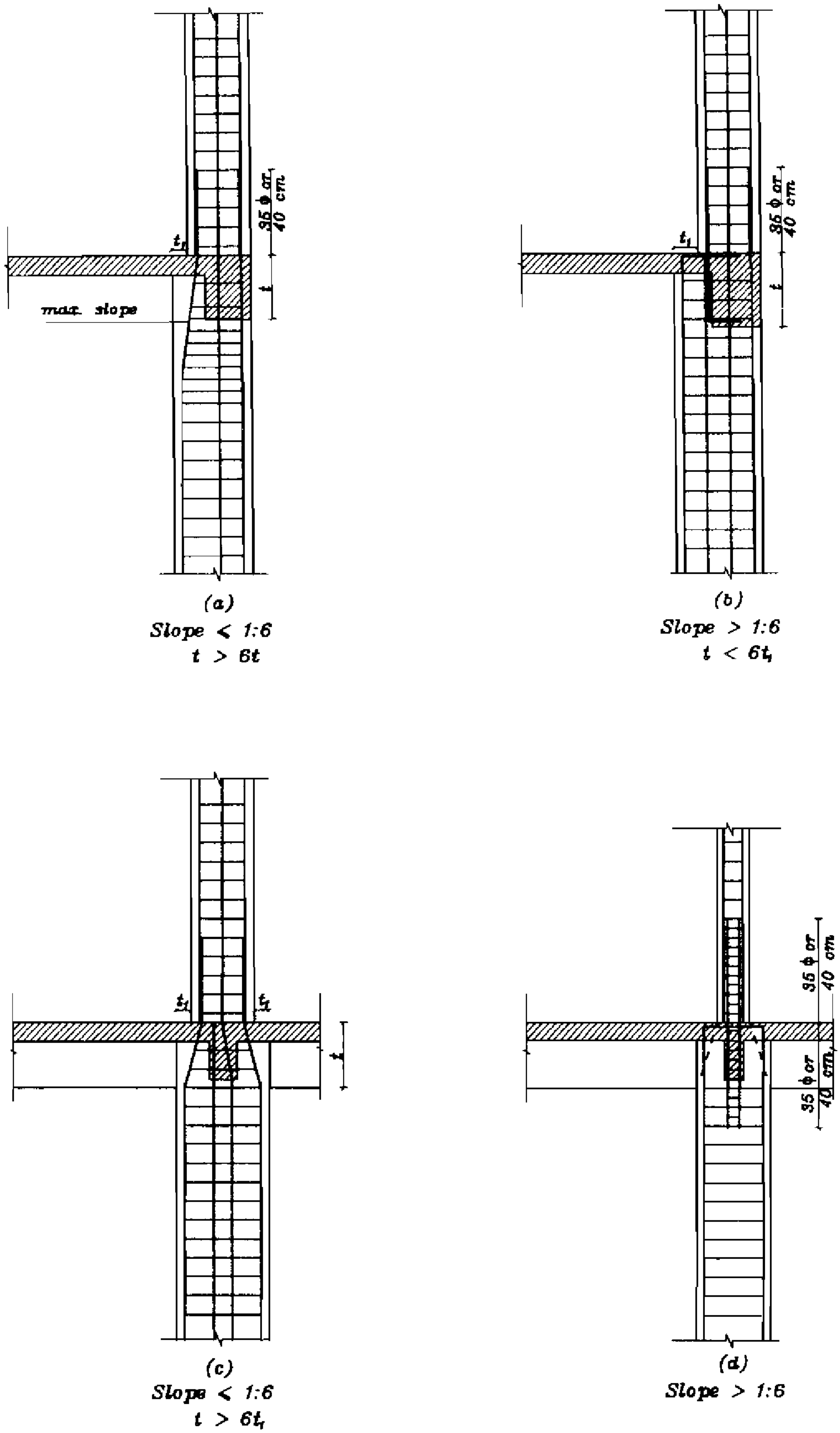
٢ – ٩ : لتحقيق ترابط جيد يجب ربط الأسياخ غير الركنية بكانات لا تزيد زاويتها عن ١٣٥ ° ***(شكل رقم ٨)*** بالإضافة لضرورة تحقق الشرط (١– ٤) .

٢ – ١٠ : القطر الأدنى للكانة لا يقل عن ¼ أكبر قطر للأسياخ الطولية وفي كل الأحوال لا يقل عن ٨ مم .

٢ – ١١ : يجب ألا يقل حجم الكانات عن ٠,٢٥ % من حجم الخرسانة في مسافة محددة (متر طولي مثلاً) .

٢ – ١٢ : يجب استمرار وجود الكانات عبر تقاطعات الكمرات ***(شكل رقم ٩)*** .

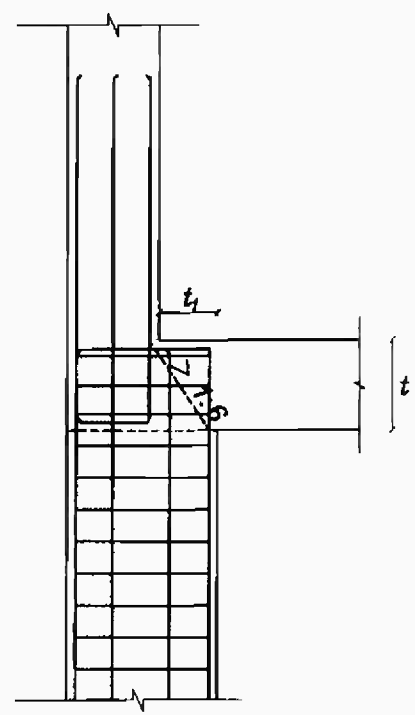
٢ – ١٣ : في حالة الكانات الحلزونية يجب أن تقع الخطوة بين ٣ ، ٨ سم ، وأقل قطر لها = ٨ مم .



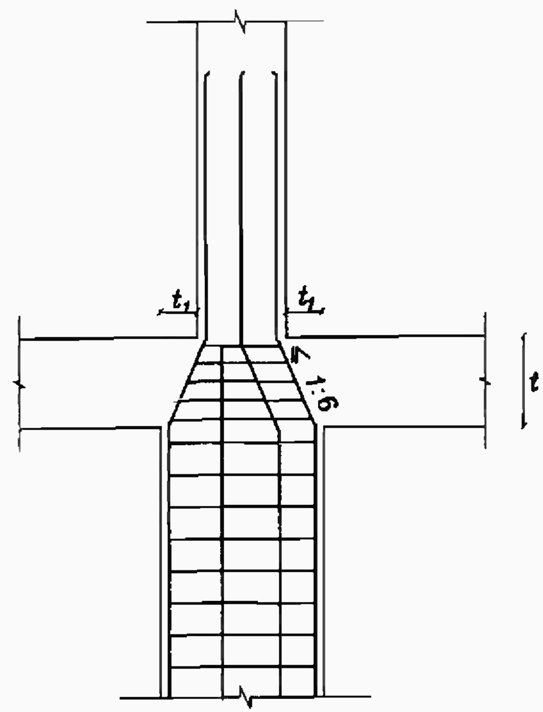
شكل (٩)

Details of column connection between floors

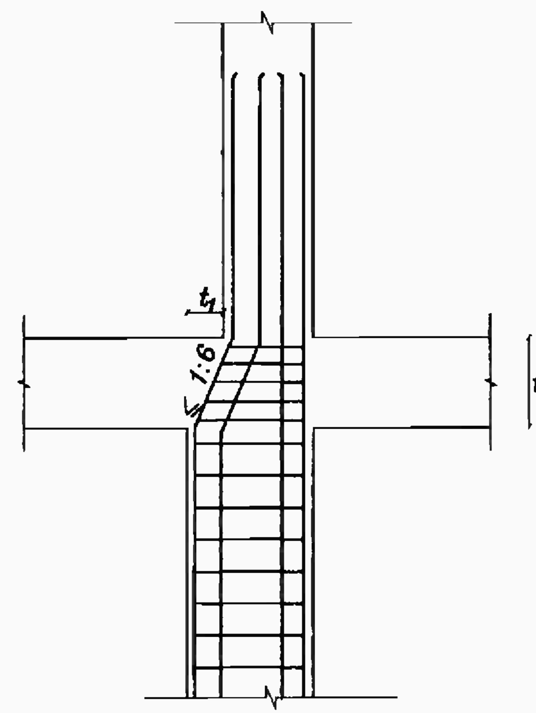
Details of Column Connections Between Floors



(a) Slope > 1:6
(One Side)
($t<6t_1$)



(b) Slope ≤ 1:6
(Two Sides)
($t>6t_1$)



(c) Slope ≤ 1:6
(One Side)
($t>6t_1$)

شكل (٩)- تابع

Example : 1

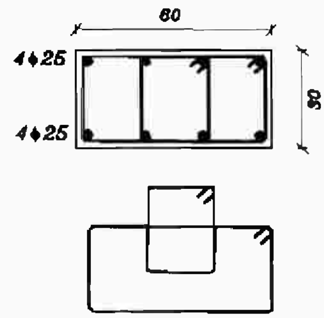
A short tied column is subjected to axial load only . the cross –sectional dimension are 30 cm * 60 cm and is reinforced with 4 ∯ 25 on each of the two faces as shown .
Calculate the maximum ultimate load can be carried.
Given : f_{cu} = 250 kg/em^2 , f_y = 3600 kg/cm^2 .

Solution:

$A_{sc} = 8 \times 4.91 = 39.2 cm^2$

$A_c = 30 \times 60 = 1800 cm^2$

Using g.Eq. 3 yields .



$p_u = 0.35(1800)(250) + 0.67(39.2)(3600)$

$= 157.5 + 94.7 = 252.2 ton.$

Example: 2
Design a short column subject to the given service laod :
$P_{D.L} = 134.3 ton, P_{L.L} = 70.$

$f_{cu} = 250 kg/cm^2, f_y = 3600 kg/cm^2$

Solution:

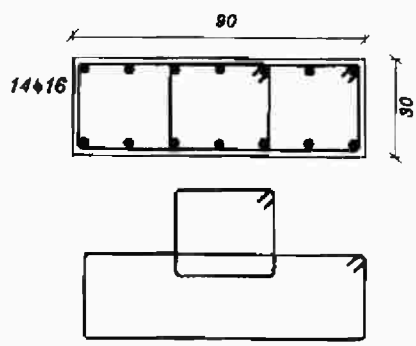
ongitudinal reinforcement:

$P_u = 1.4_{D.L} + 1.6 P_{L.L} = 300 ton, and$

$P_u = 0.35 A_c f_{cu} + 0.67 A_{sc} f_y.$

$300 \times 1000 = 0.35 A_c (250) + 0.67 A_{sc} (3600)$

$assume \mu = \frac{A_{sc}}{A_c} = 1\%$



$300{,}000 = A_c (0.35 * 250 + 0.67 * 1/100 * 3600) = 111.62 A_c$

$\therefore A_c = 2688 cm^2$

$use : b \times t = 30 \times 90$

$\therefore A_{sc} = 30 \times 90 \times 1/100 = 27 cm^2$

use (14∯16).

Lateralties :

provide ∮8mm, spacing is the least of :

$15 \times 1.6 = 24 cm (OR)$

$30 cm. (OR)$

$20 cm$

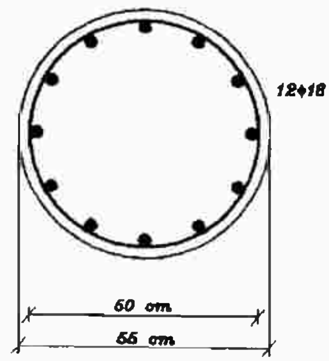
choose 5∮8mm / m

Example : 3

Design a circular column with spiral reinforcement subjected to the same loads as in example (2) .

Solution :

$$P_u = 0.4 f_{cu} A_c + 0.76 A_{sc} f_y$$



$$assume : \mu = \frac{A_{sc}}{A_c} = 1\%$$

$$\therefore 300{,}000 = A_c\left(0.4 \times 250 + 0.76 \times \frac{1}{100} \times 3600\right)$$

$$\therefore A_c = \frac{300{,}000}{127.36} = 2356 cm^2$$

use D = 55cm , D_k = 50 cm .

$$A_{sc} = \frac{\pi(55)^2}{4} \times \frac{1}{100} = 23.76 cm^2$$

$$use(12\phi 16)$$

Design.of.spiral.reinforcement :

$$P_u = 0.35 f_{cu} A_k + 0.67 + A_{sc} f_y + 1.38 V_{sp} f_{yp}$$

$$A_k = \frac{\pi(50)^2}{4} = 1963.5 cm^2$$

$$f_{yp} = 2400 kg/cm^2, \phi\ 8mm(mild.steel)$$

$$\therefore 300{,}000 = 0.35(250)(1963.5) + 0.67(24.12)(3600) + 1.38 V_{sp}(2400)$$

$$\therefore V_{sp} = 21.14 = \frac{\pi A_{sp} D_k}{p}$$

$$21.14 = \frac{\pi(0.503)(50)}{P}$$

$$P = 3.73 cm$$

$$\therefore 3cm < P < 8cm$$

$$let : P = 3cm.$$

Check minimum spiral reinforcement:

$$\mu_{sp} = \frac{V_{sp}}{A_k} = \frac{21.14}{1963.5} = 0.010766$$

$$\mu_{sp(\min)} = 0.36\left(\frac{f_{cu}}{f_{yp}}\right)\left(\frac{A_c}{A_k} - 1\right)$$

$$= 0.36\left(\frac{250}{2400}\right)\left(\frac{2375.83}{1963.5} - 1\right) = 0.00787$$

$$\therefore \mu_{sp} > \mu_{sp(\min)} \rightarrow (O.K).$$

Example: 4

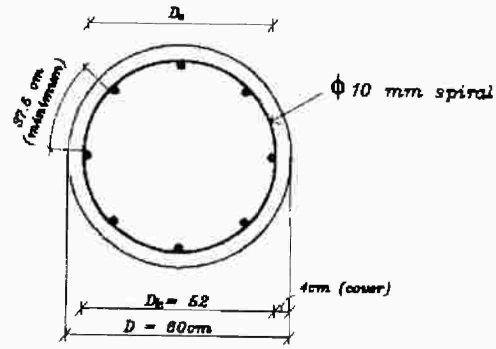
A round spirally reinforced column has an overall diameter of 60 cm . the concrete cover to the spiral reinforcement is 4 cm . the spiral bar is 10 mm . concrete f_{cu}=300kg/m^2 and steel f_y = 3600kg/cm^2 ,f_{yp}=2400kg/cm^2 .it is required to :

a) Determin the center to center spacing of the spiral bars (pitch) .

b)what is the maximum number of Φ22 longitudinal bars that can be used in that column to satisfy requirements for percentage of longitudinal reinforcement and clear distance between longitudinal bars (assume corner column and nominal maximum size of aggregate is 25 mm) .

c) Determin the minimum longitudinal reinforcement to be used to satisfy code limitations for longitudinal reinforcement .

Solution:



$a)\ D = 60cm$

$$A_c = \frac{\pi D^2}{4} = 2826cm^2$$

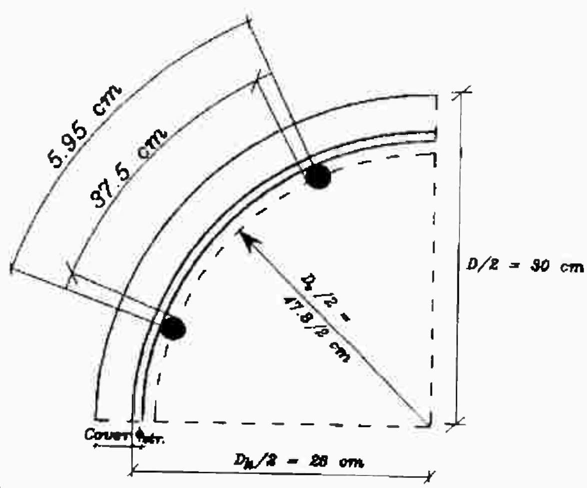
$$D_k = (60 - 2(4)) = 52cm$$

$$A_k = \frac{\pi D_k^2}{4} = 2122.6cm^2$$

$$A_{sp} = 0.785cm^2$$

To satisfy minimum spiral volume requirement:

From Eq.6



$$\mu_{sp} = \frac{\pi A_{sp} D_k}{P.A_k} = 0.36\left(\frac{f_{cu}}{f_{yp}}\right)\left(\frac{A_c}{A_k} - 1\right)$$

$$\pi\left(\frac{0.785}{2122.6}\right)\left(\frac{52}{p}\right) = 0.36\left(\frac{300}{2400}\right)\left(\frac{2826}{2122.6} - 1\right)$$

$$= 0.0141$$

$$\therefore P = 4.2 = 0.01418cm, 3cm < P < 8cm \rightarrow (O.K)$$

b) maximum total area of longitudinal bars :

$$Max.A_{st} = 0.06A_c = 0.06\left(\frac{\pi \times 60^2}{4}\right) = 169.6cm^2$$

with.Φ22 *diameter of circle through centers of bars*

D_s= D – 2 (cover) – 2 (spiral diameters) – bar diameter
= 60 – 2 (4) – 2 (1) – 2.2 = 47.8 cm .

Accurding to the Egyptian code (Art , 7 . 3 . 3) minimum clear spacing between bars are the largest of :

$1\frac{1}{2}(2.5) = 3.75cm$

(or):

$\phi_{max} = 2.2\ cm$

Least center to center of $\phi 22$ mm bars = 3.75 + 2.2 = 5.95 cm .

Maximum number of $\phi 22$ *mm ars* = $3.75 + 2.25.95\ cm$

Maximum number of $\phi 22$ *mmbars to satisfy clear*

$$spacing\ requirement = \frac{\pi D_s}{5.95} = \frac{\pi(47.8)}{5.95} = 25.2cm.$$

say 25 bars , providing an area A_{st} = 25 (3.8) = 95 cm^2 < max.A_{st} = 169.6cm^2

therefore the maximum longitudinal reinforcement to be used in 60 cm diameter column is

25 $\phi 22$ bars.

$$C)\ \min\quad A_{st} = 0.01A_c = 0.01\left(\frac{\pi\times 60^2}{4}\right) = 28.26cm^2$$

$$(OR)\ \ 0.012A_k = 0.012\left(\frac{\pi\times 52^2}{4}\right) = 25.47cm^2.$$

According to Art , 6 . 4 . 7 minimum number of bars to be used in circular reinforced compression members = 6 , use 8 $\phi 22$ providing A_{st} = 30.4 cm^2 .

Example 5 :

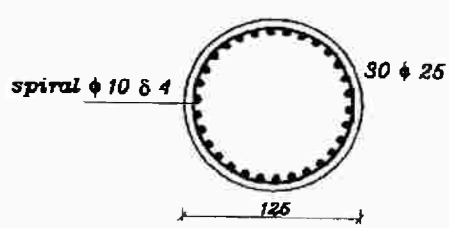
Design a spiral circular column using U.L.S.D.M assume that the column is short:

$P_{D.L}$ = 500 ton.

$P_{L.L}$ = 500 ton.

f_y = 4000 kg/cm^2 , f_{yp} = 2400 kg/cm^2 .

f_{cu} = 200 kg/cm^2 .



Solution :

Assume : V_{sp} = 1.0% A_k .

V_{sc} = 1.2% A_k .

P_u = 1.4 (500) + 1.6 (500) = 1500 ton .

$P_u = 0.35\ f_{cu}\ A_k + 0.67\ f_y\ A_{sc} + 1.38\ V_{sp}\ f_{yp}$

1500 (1000) = A_k (0.35) 200+ 0.67 (4000) 0.012 A_k + 0.01 (1.38) (2400)A_k….(A)

A_k = 11088 cm^2 .

D_k = 118.8 cm take . D_k = 120 cm A_k = 11309 cm^2 .

D = 125 cm A_c = 12271 cm^2 .

V_{sp} = 0.01 (11088) = 110.9 cm^2 (V_{sp} from the actual area) .

A_{sc} = 0.012 (11309) = 135.7 cm^2 (A_{sc} from chosen diameter) .

P_u = 0.4 (f_{cu}) A_c + 0.76 A_{sc} f_y ……………………………………………………….(B)

P_u = 0.4 (200) (12271) + 0.76 (135.7) (4000) = 1394 ton < 1500 tom

Unsafe increase D

D = 130 cm A_c = 13273 cm^2 .

D_k = 125 cm A_k = 12271 cm^2 .
A_{sc} = 0.012 (12271) = 147.2 cm^2 .
$A_{sc(chosen)}$ = (30 Ø 25) (147.3 cm^2) .
No need to check equation (A) (we can only use this equation to reduce V_{sp} from 113.1 cm^2 to 74.4 cm^2 ....(check only equation (B) as follows)

$$\mu_{sp(min)} = 0.34\frac{200}{2400}\left[\frac{13273}{12271}-1\right] = 0.00231$$

$$V_{sp(min)} = 0.00231(12271) = 28.93cm^2.$$

$$1500(1000) = 0.35(200)(12271) + 0.67(147.2)4000 + 1.38(2400)V_{sp}$$

$$V_{sp} = 74.5cm^2 > V_{sp(min)}...(O.K).$$

$$74.5 = \frac{\pi(125)0.785}{P}$$

$$Use\phi 10mm$$

$$P = 4.14cm, take. P = 4cm.$$

$$P_u = 0.4(f_{cu})A_c + 0.76A_{sc}f_y.$$

$$P_u = (0.4)(200)(13273) + 0.76(147.2)4000 = 1509ton > 1500.........(safe).$$

Another solution :
To A void this trails you may use the following chart and procedure :
From curve with P_u = 1500 ton get D_k .

D_k = 125 cm A_k = 12271 cm^2 .
D = 130 cm A_c = 13273 cm^2 .
From curve also A_{sc} = (147.1 cm^2) ....(30 Ø 25) ....(= 1.2 % A_k).
1500 (1000) = 0.35 (200) (12271) + 0.67 (147.1) 4000 + 1.38 (2400) V_{sp}
V_{sp} = 74.4cm^2 > $V_{sp(min)}$ (28.39 cm^2) ....(from table A)

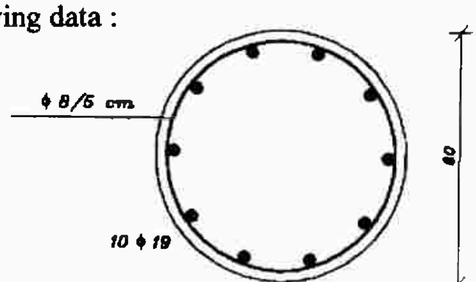
$$74.5 = \frac{\pi(125)0.785}{P}$$

$$P = 4.14cm, take. P = 4cm$$

$$P_u = (0.4)(200)(13273) + 0.76(147.1)4000 = 1509ton > 1500................(safe).$$

Example 6 :

Design a short spiral circular column with the following data :
P_u = 320 ton .
D = 60 cm .
f_{cu} = 250kg/cm^2 .
f_y = 2800 kg/cm^2 , f_{yp} = 2800 kg/cm^2 .



Solution :
P_u = 0.4 (f_{cu}) A_c + 0.76 A_{sc} f_y .
320 (1000) = 0.4 (250) ($\pi 60^2$ / 4) + 0.76 (2800) A_{sc} .
A_s = 17.5 cm^2.

$A_{s(min)} = 1.2\ \%\ A_k$.
$A_{s\ min} = 0.012\ (\pi\ 55^2 / 4) = 28.5$, Or : from chart for $D_k = 55$ $A_{sc(min)} = 28.5 cm^2$.
Take $A_{s(min)} = 28.5 cm^2$ ....(10 Ø 19 $A_s = 28.3\ cm^2$) .
$P_u = 0.35\ f_{cu}\ A_k + 0.67\ f_y\ A_{sc} + 1.38\ V_{sp}\ f_{yp}$.
$320\ (1000) = 0.35\ (250)\ (\pi\ 55^2 / 4) + 0.67\ (28.3)\ (2800) + 1.38\ (2800)\ V_{sp}$.
$V_{sp} = 15.2\ cm^2 > V_{sp(min)}\ (13.7\ cm^2)$ ....from table A .
Use Ø 8 stirrups .

$$15.2 = \frac{\pi(55)0.5}{P} \ldots\ldots\ldots\ldots P = 5.65cm \ldots\ldots\ldots (take.P = 5).$$

- يلاحظ أن الأمثلة السابقة تم مراعاة أن تكون فيها الأعمدة قصيرة في معطيات المسألة ، ولكن بصفة عامة هناك بعض الفحوص الهندسية التي يجب إجراؤها علي الأعمدة قبل تصميمها وهي : -

٣ - ٤ - ١ - ٥ : الأعمدة المقيدة وغير المقيدة : -

يعتبر المبني إذا ما توافرت فيه عناصر خرسانية ذات مقاومة عاليه للأحمال الجانبية تعطيه مقاومة ضد الانحراف الجانبي Lateral deflection مقيداً ، وهذه العناصر قد تكون حوائط القص Shear walls أو الأعمدة نفسها المتصلة بعناصر مقاومة الرياح Lateral wind bracing أو الحوائط المحيطة بالسلالم والمصاعد وهي (حوائط قلب المبني) (Core) مما يحقق جساءة كبيرة في المبني ينتج عنها عدم وجود حركة جانبية نسبية Relative lateral displacement ، بين قمة العمود وقاعدته شكل (١١،١٠) ويمكن معرفة ما إذا كان المبني وبالتالي أعمدته مقيدة أم غير مقيدة بحساب معامل القيد Bracing factor : حيث : -

$$\alpha = H\left(\sqrt{\frac{\Sigma N}{\Sigma EI}}\right) \le 0.6 (n \ge 4).$$

$$\alpha = H\left(\sqrt{\frac{\Sigma N}{\Sigma EI}}\right) \le 0.2 + 0.1n (n > 4).$$

حيث : -

ارتفاع المبني كله من ظهر القواعد = H ، حتى ظهر آخر بلاطة سقف .

إجمالي الأحمال الرأسية للمبني = N .

مجموع جساءة الانحناء Flexural rigidity = ΣEI .
لكل عناصر المبني الرأسية .

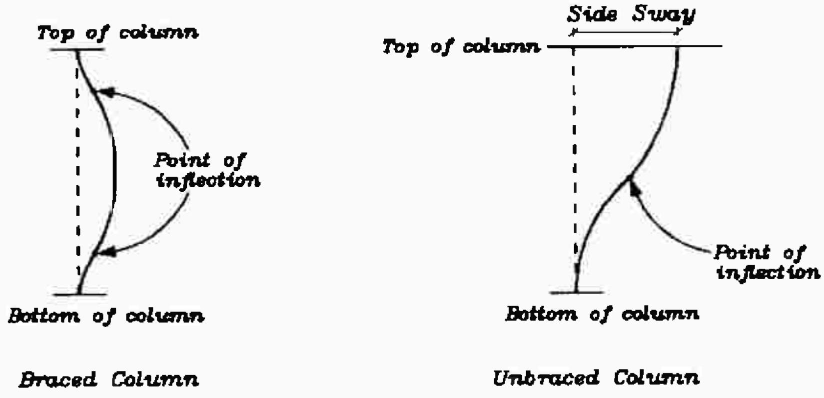
عدد أدوار المبني = n .

٣ - ٤ - ١ - ٦ : الارتفاع الفعال He : -

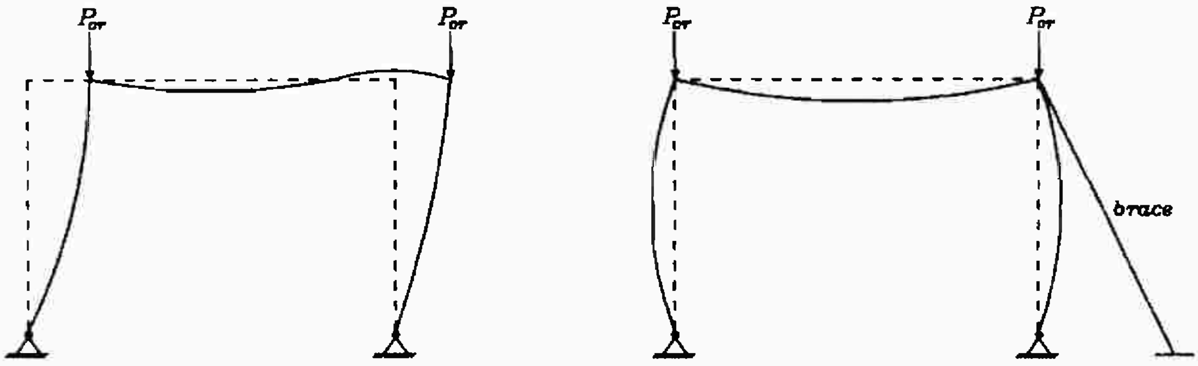
وهو نسبة من الارتفاع الظاهري للعمود وهو المسافة بين نقطتي الانقلاب Inflection points (شكل ١٢) ، حيث : $He = KH_o$

حيث : K معامل يتوقف علي حالة تثبيت قمة وقاعدة العمود .

، Ho : هو الارتفاع الظاهري للعمود .



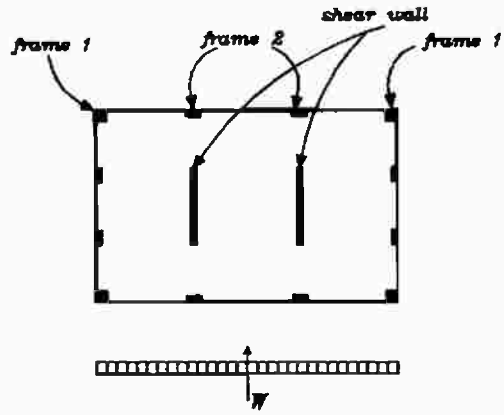
(a) Buckling of a column in a building



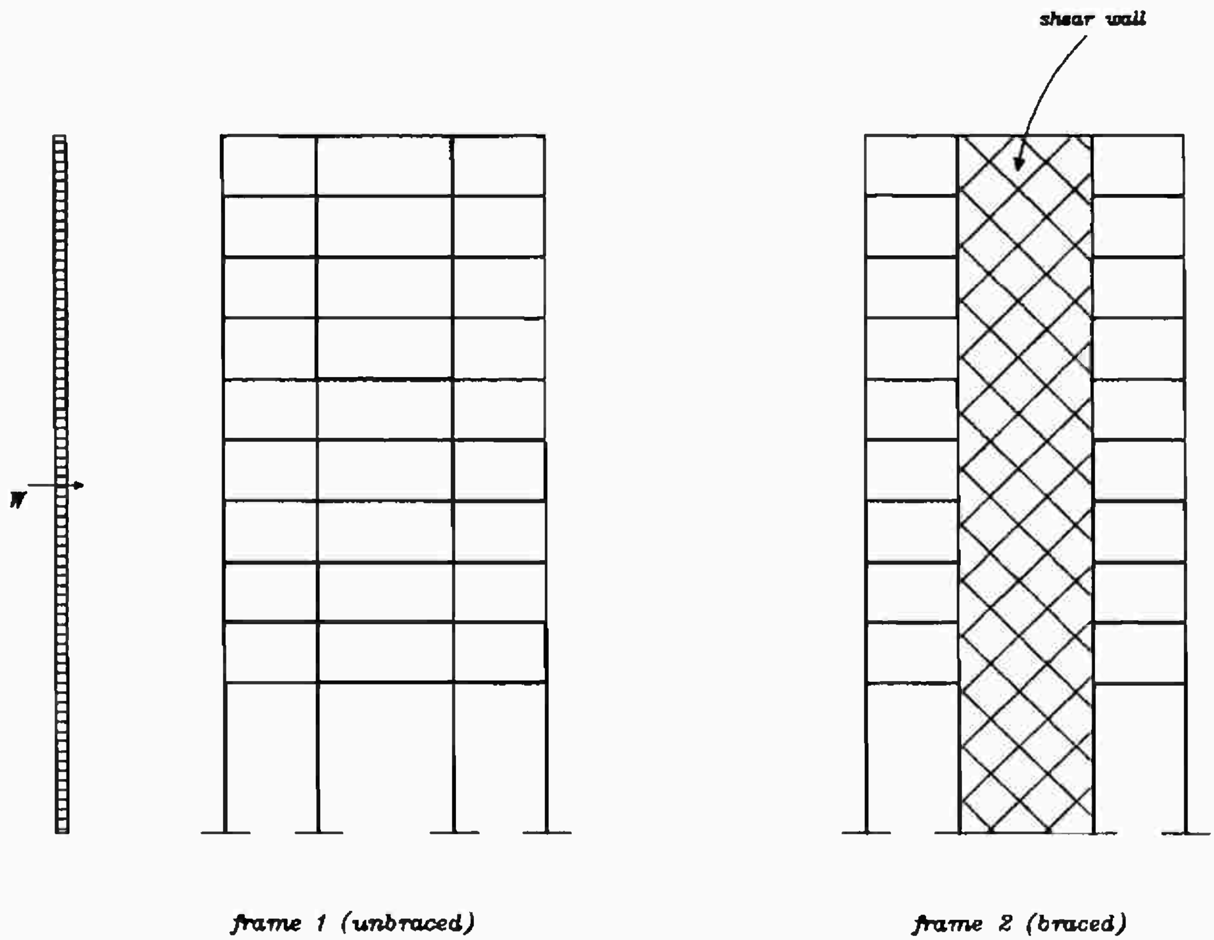
(b) Rigid frame buckling

شكل (١٠)

Braced and unbraced compression member



(a) Simplified plan of structure

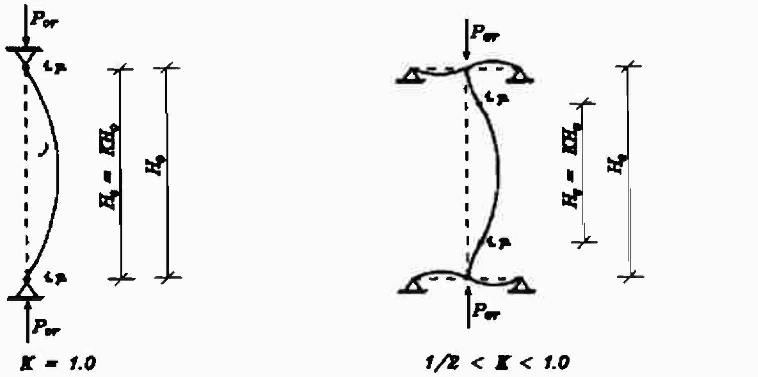


frame 1 (unbraced) *frame 2 (braced)*

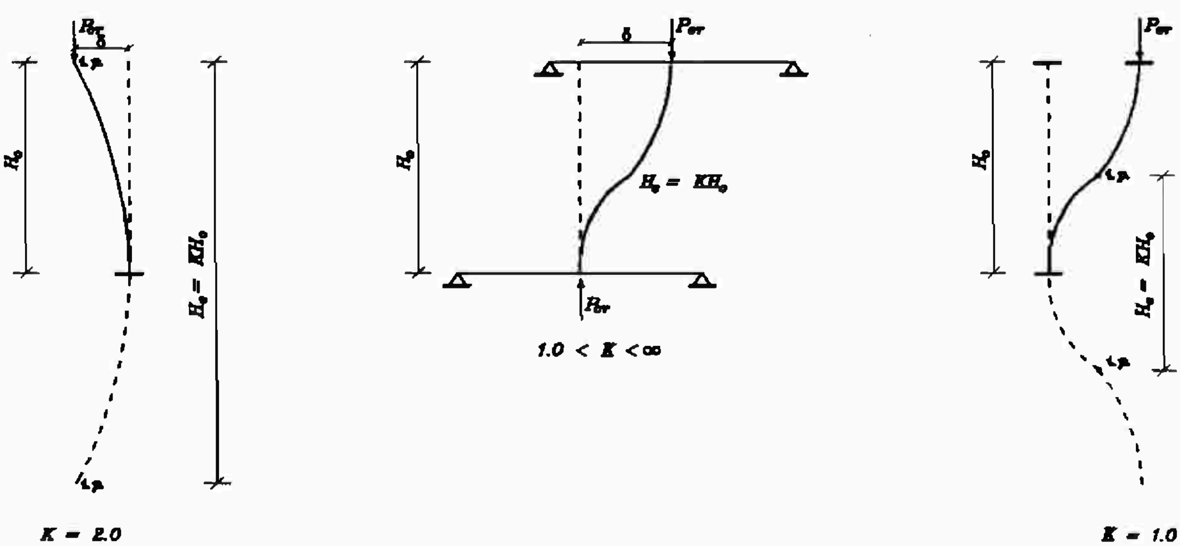
(b) Elevation shoing braced and unbraced frame

شكل (١١)

Frame – shaer wall structure



(a) Braced column ($P_{cr} = \pi^2 EI / (KH_o)^2$)



(b) Unbraced column ($P_{cr} = \pi^2 EI / (KH_o)^2$)

شكل (١٢)

Buckling and effective lenght
of axially loaded column

– وتبين الأشكال (١٢ ، ١٣) حالات مختلفة لأعمدة مقيدة وغير مقيدة مثبتة وغير مثبتة وقد تم تجميع كل هذه الحالات في الجدولين الآتيين لتحدد قيمة K : –

جدول (٣)

في حالة الأعمدة المقيدة $K \leq 1.0$

حالة الطرف العلوي	حالة الطرف السفلي		
	١	٢	٣
١	٠,٧٥	٠,٨٠	٠,٩٠
٢	٠,٨٠	٠,٨٥	٠,٩٥
٣	٠,٩٠	٠,٩٥	١,٠٠

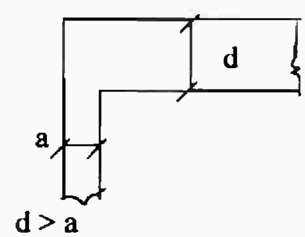
جدول (٤)

في حالة الأعمدة غير المقيدة $K > 1.0$

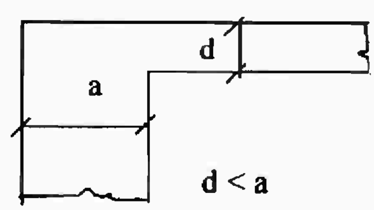
حالة الطرف العلوي	حالة الطرف السفلي		
	١	٢	٣
١	١,٢٠	١,٣٠	١,٦٠
٢	١,٣٠	١,٥٠	١,٨٠
٣	١,٦٠	١,٨٠	--
٤	٢,٢	--	--

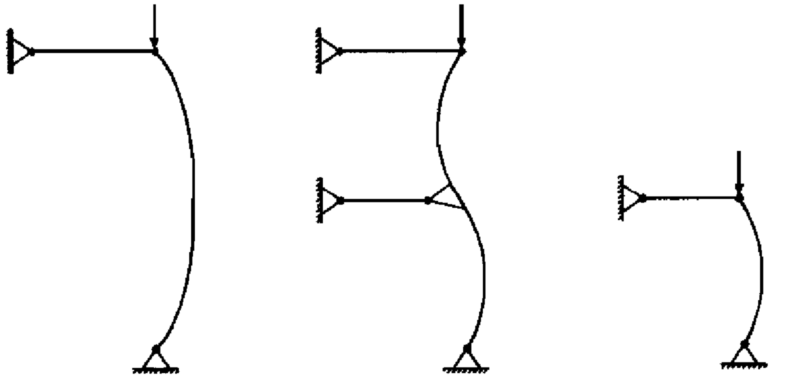
٣ – ٤ – ١ – ٧ : حالة تثبيت الأطراف العلوية والسفلية للعمود .

حالة (١) : تثبيت كلي :

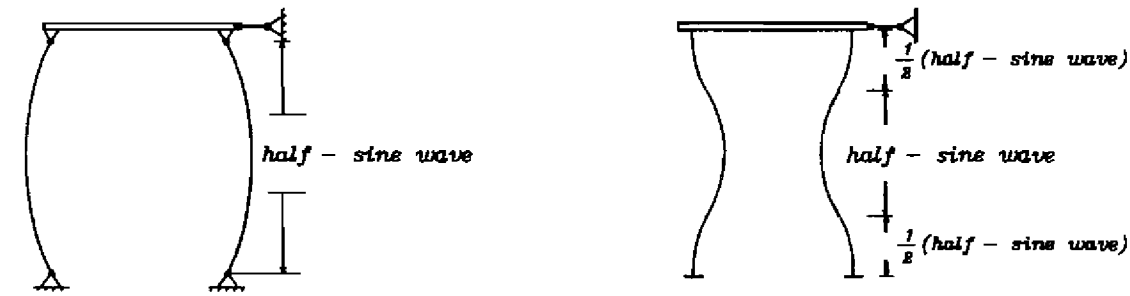


حالة (٢) : تثبيت جزئي :



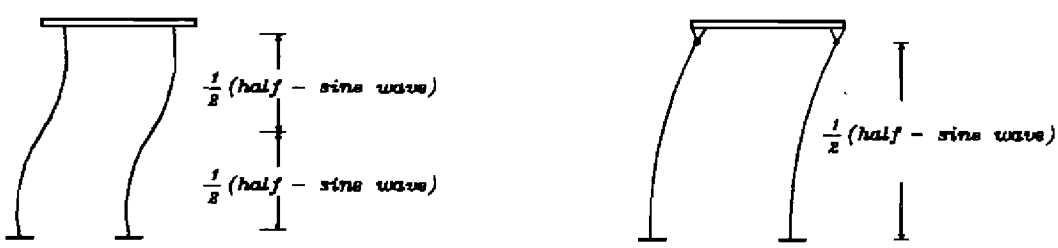


(a) (b) (c)



(a) $n = 1, Kl = l$ (b) $n = 2, Kl = \frac{1}{2}l$

Frames braced against sidesway



(c) $n = 1, K\,l = l$ (d) $n = \frac{1}{2}, Kl = 2l$

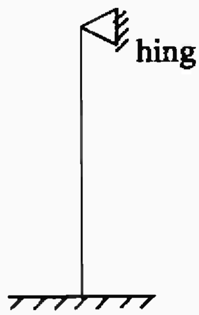
Frames free to sway laterally

شكل (١٣)

الطول الفعال للاعمدة

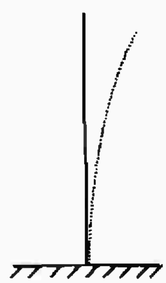
<u>حالة (٣) :</u>

طرف العمود متصل بأعضاء لا تمنع الدوران ولكن تمنع الحركة نسبياً .



<u>حالة (٤) :</u>

طرف العمود حر الحركة .



يوضح شكل   الحالات المختلفة لطريقة تثبيت العمود بالكمرة وتأثير ذلك علي الارتفاع الفعـــال ، وطبقاً لرقم الحالة يتم استخدام أحد الجدولين السابقين لتحديد قيمةK وبالتالي تحديد قيمة الارتفـاع الفعال حيث : –

$$He = KH_o$$

ويمكن استنتاج المعامل K من المعادلات الرياضية كما يأتي :

<u>في حالة الأعمدة المقيدة Braced Columns :</u>

$$H_e = H_o\ 0.7 + 0.05(\alpha_1 + \alpha_2)$$

$OR:$

$$H_e = H_o 0.85 + 0.05\ \alpha_{min}\ .$$

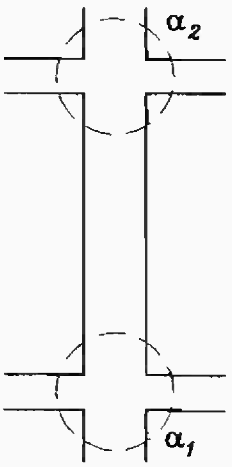
<u>في حالة الأعمدة غير المقيدة Unbraced Columns :</u>

$$H_e = H_o\left[1.0 + 0.15\ (\alpha_1 + \alpha_2)\right]$$

$OR:$

$$H_e = H_o\left[2.0 + 0.3\ \alpha_{min}\right]$$

Where $\propto = \dfrac{\Sigma(E_c I_c / H_o)}{\Sigma(E_c I_b / L_b)}$



E_c = Young's modulus of concrete
I_c = Intertia of column
I_b = Inertia of beam .
H_o = Appearance hight.

$\Sigma E_c I_c$ = *Sum. of columns steffnesses at joint.*

$\Sigma_c I_b$ = Sum. of beams steffnesses at joints.

L_b = Clear span of beam

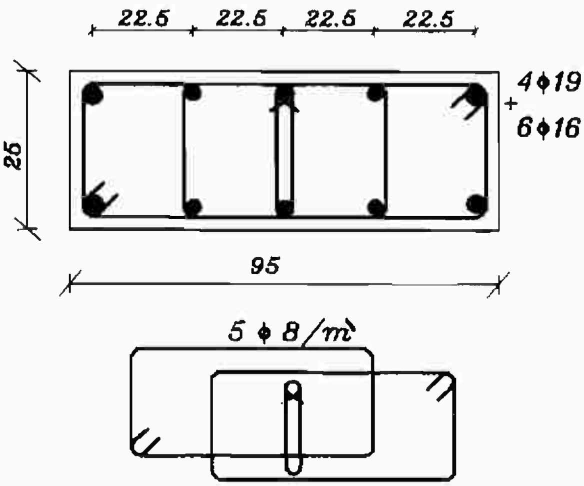
$\propto_{min}$ = *The least of* $\propto_1 , \propto_2$

Example 7:

Using U.L.S.D.M design the R.C tied column if it is fixed from both ends and may be assumed braced:

Data:

Loads due to D.L. $P_{D.L} = 100$ t.
Loads due to L.L . $P_{L.L} = 63$ t.
Concrete strength $f_{cu} = 250$ kg/cm^2.
Column height $H_o = 4.0$ m .
Column width b = 0.25 m .
Steel yield stress $f_y = 2400$ kg/cm^2.



Solution:

From the E.C 89 table (6 – 9) , case fixed braced column from both ends : -
K = 0.75 .
$H_e = 0.75 * 4.0 = 3.0$ m .
$\lambda_b = H_e / b = 3 / 0.25 = 12 < 15$ table (6 – 7) the column is short .

Assume that the area of steel (A_{sc}) to be equal to (1%) area of concrete section (A_c) .

$P_u = 1.4\ P_{D.L} + 1.6\ P_{L.L}$
$P_u = 1.4 * 100 + 1.6 * 63 = 240.8$ t .
$P_u = 0.35\ f_{cu}\ A_c + 0.67\ f_y\ A_{sc}$.
$240.8 * 1000 = A_c\ (0.35 * 250 + 0.67 * 2400 * 0.01)$.
$A_c = 2324.7$ cm^2 . $\because b = 25$ $\therefore a = 93\ cm$
Take column cross section 25 * 95 cm .
$A_{sc} = 0.01 * 93 * 25 = 23.25$ cm^2 .

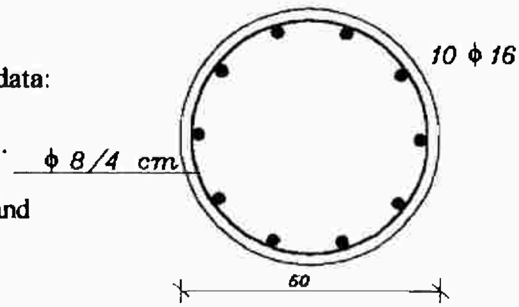
- >.008 * 25 * 93 .
- > .006 * 25 * 95 .

A_{sc} chosen = 4 Ø 19 + 6 Ø 16 ....(A_s chosen = 23.4 cm^2) .

Choose 5 Ø 8 / m' as stirrups.

Example 8 :

Design a braced spiral column using the following data:



f_y = 3600 kg/cm^2 , f_{yp} = 2400 kg/cm^2 .
f_{cu} = 250 kg/cm^2 , P_u = 240 ton .
H_o = 3.5 assume that the column is fixed from top and hinged from bottom .

Solution:

From chart D_k = 45 cm , A_{sc} = 19.56 cm^2 ....($A_{s(chosen)}$ = 20 cm^2 (10 Ø 16)

Check on λ, k = 0.9 table (6 - 9) for braced circular column in the E.C.89

H_e = 3.5 (0.9) = 3.15 m .

λ = 3.15 / .5 = 6.3 < 12 short column (No additional moments) .

$P_u = 0.35\, f_{cu}\, A_k + 0.67\, f_y\, A_{sc} + 1.38\, V_{sp}\, f_{yp}$.

$240 * 1000 = 0.35\,(\pi 45^2 / 4)\,250 + 0.67\,(3600)\,19.56 + 1.38(2400)V_{sp}$

V_{sp} = 16.2cm^2 > $V_{sp\,min}$ (13.2 cm^2) ....(table A) .

Use Ø8 mm , as stirrups .

$$16.2 = \frac{\pi(45)0.502}{P}........P = 4.36cm..Take.P = 4\ cm$$

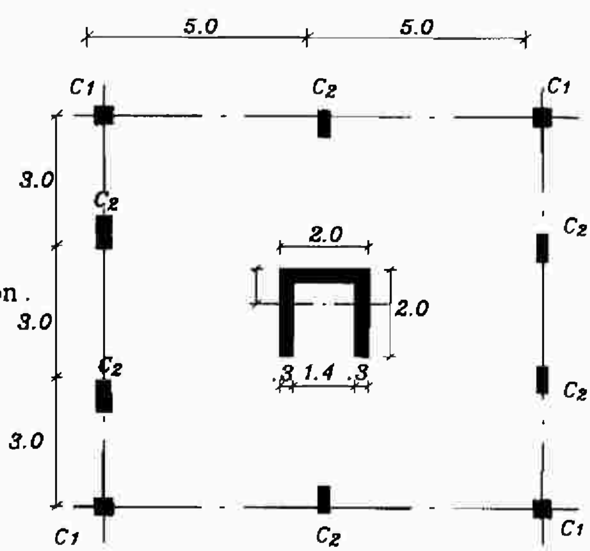
$$check : P_u = 0.4(\pi 50^2/4)250 + 0.76(3600)19.56 = 249.8t > 240t.....Safe.$$

Example 9 :

Check if the building shown in fig is considered braced or unbraced .

Data :

No . of floors = 6 floors .
Total building height = 19 m .
C_1 = 40 * 40 cm, total load / floor = 15 ton .
C_2 = 25 * 60 cm , total load / floor = 32 ton .
Core thickness = 30 cm .
Core load = 40 ton / floor .
Concrete strength f_{cu} = 250 kg/cm^2 .



Solution :

Total load = 6 (4 (15) + 6 (32) + 40) = 1752 ton .

Inertia about X-X axis for C_1 & C_2 .

I_x for C_1 = 40 * 40^3 / 12 = 213.333 cm^4 .
$I_{x\,for}$ C_2 = 25 * 60^3 / 12 = 450.000 cm^4 .

Inertia about Y – Y axis for C_1 & C_2 :

I_y for C_1 =40*40^3 /12 = 213.333 cm^4 .
I_y for C_2 = 60 * 25^3 / 12 = 78.125 cm^4 .

C.G for the core :

A_1 = 30 * 200 = 6000 cm^2 .
A_2 = 30 * 140 = 4200 cm^2 .
A_{total} = 2 * 6000 + 4200 = 16200 cm^2 .
Y = (2 * 6000 * 100 + 4200 * 15) / 16200 = 77.96 cm .

$I_x = 2\,[\,30 * 200^3 / 12 + 6000\,(100 - 77.96)^2\,] + 140 * 30^3 / 12 + 4200(77.96-15)^2$
$= 62792777$ cm^4

$I_y = 2\,(\,200 * 30^3 / 12 + 6000\,(85)^2 + 30 * (140)^3 / 12 = 94.460.000\ cm^4$.
I_x total $= 4\,(\,213.333) + 6(450.000) + (62.792.777) \qquad = 66.346.110\ cm^4$.
I_y total $= 4\,(213.333\,) + 6(78.125) + (\,94.460.000) \qquad = 95.782.082\ cm^4$.

$E = 14000\sqrt{250} = 221359 kg/cm^2 = 221 t/cm^2$ ....EQ.(4 – 61)
In x – direction (around Y – axis) the inertia is taken a bout y axis .
In y – direction (around X – axis) the inertia is taken a bout x axis .

$$\alpha = H\sqrt{\frac{\sum N}{\sum BI}}$$

As the building more than four stories then it will considered braced only if :

$\alpha \le 0.6$

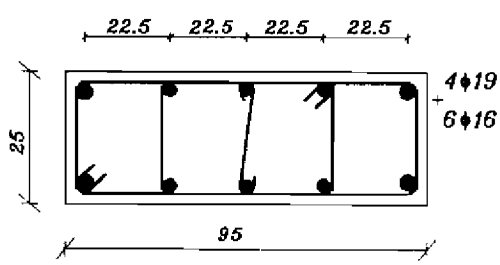
$$\alpha_y = 1900\sqrt{\frac{1752}{221 \times 66.346.110}} = 0.654 > 0.6(unbraced).$$

$$\alpha_x = 1900\sqrt{\frac{1752}{221 \times 95.782.082}} = 0.54 < 0.6(braced).$$

The building is considered unbraced in Y direction (around X axis) .
The building is considered braced in X direction (around Y axis) .

Example 10 :

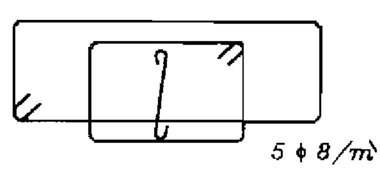
Using W.S.D.M design the R.C.tied column if it is fixed from both ends and may be braced .



Data :

Loads due to D.L. $P_{D.L.}$	= 100 t .
Loads due to L.L .$P_{L.L}$	= 63 t .
Concrete strength f_{cu}	= 250 kg/cm^2 .
Column height H_o	= 4.0 m .
Column width b	= 0.25 m .
Steel yield stress f_y	= 2400 kg/cm^2 .

Solution :
From table (6-9),case of fixed column from both ends : K = 0.75 .
$H_e = 0.75 * 4.0 = 3.0$ m .
$\lambda_b = H_e / b = 3 / 0.25 = 12 < 15$ the column is short , table (6-7) .



Assume that the area of steel to be equl to (1 %) concrete section (A_c)
$P_w = P_{D.L} + P_{L.L} = 100 + 63 = 163$ tons .
$P_w = f_{co}\,A_c + 0.44\,f_y A_{sc}$.
$163000 = 60\,A_c + 0.44\,(\,2400 * 0.01\,A_c\,)$
$A_c = 2310\ cm^2$. $\qquad t = 2310 / 25 = 92.4$ cm .
Take column cross section 25 * 95 cm .
$A_{sc} = 0.01\,(\,92.4 * 25\,) = 23.1\ cm^2$.

> (0.008 * 25 * 92.4)
> (0.006 * 25 * 95) .
A_s chosen = 4 Ø 19 + 6 Ø 16 ………………………………….(A_s chosen = 23.4 cm^2) .
Min . volume of stirrups = 0.25 * 25 * 95 * 100 / 100 = 593.75 cm^3 .
Actual volume = 0.503*5(5*20+2*92.5+2*45) = 943.123 cm^3
> min vol . …………….(O.K) .
Note According to E.C.89 distance between bars should not be more than (30 cm) .

٣ – ٤ – ٢ : الأعمدة الطويلة (النحيفة) : –

– يصبح العمود نحيفاً إذا زادت نسبة نحافته عن الواردة بالجدول رقم (٢) و بحيث لا تزيد تلك النسبة عن الواردة بالجدول رقم (٥) .

جدول (٥)

جدول النحافة للأعمدة الطويلة

معامل النحافة / حالة الأعمدة	λ_b □	λ_b ○	λ_i
مقيد	30	25	100
غير مقيد	23	18	70

ويلاحظ أننا دائماً في حالة الأعمدة الغير مقيدة نتحفظ أكثر بجعل نسبة النحافة المسموح بها لا تزيد عن قيمة أقل من نظيرتها في حالة الأعمدة المقيدة .

ويبين *(شكل رقم ١٤)* حالة عمود نحيف ذي انحناء مفرد Single Curvature تحت تأثير قوي الضغط ونسبة نحافته أعلي من قيم العمود القصير وبالتالي فالمتوقع أن يحدث له انبعاج قبل وصول خامات العمود (الخرسانة والحديد) إلي حالة الحدود Limit state of material failure . مثل هذا العمود يصمم باعتباره معرضاً لحمل محوري بالإضافة إلي عزم الانحناء الأصلي الواقع عليه $M_o=p.e$ مضافاً إليه عزم انحناء إضافة M_{add}. قيمة = $P.\delta$.

حيث : الحمل المحوري الانضغاطي = P .

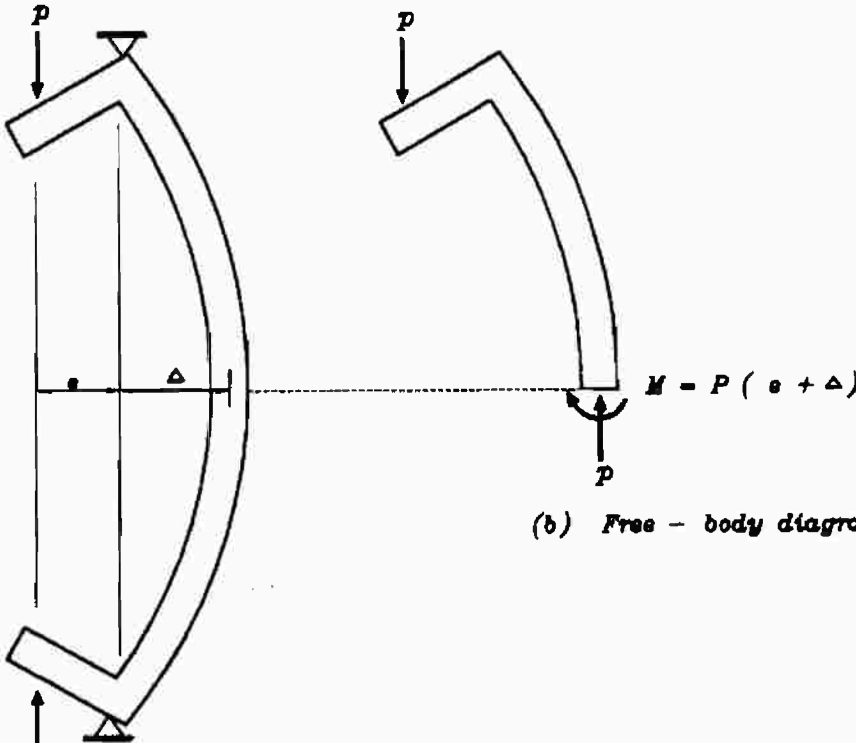
$\frac{\lambda_b^2 b}{2000}$ = قيمة الانبعاج = δ .

وعليه يصمم العمود علي عزم انحناء = M_c .

حيث : –

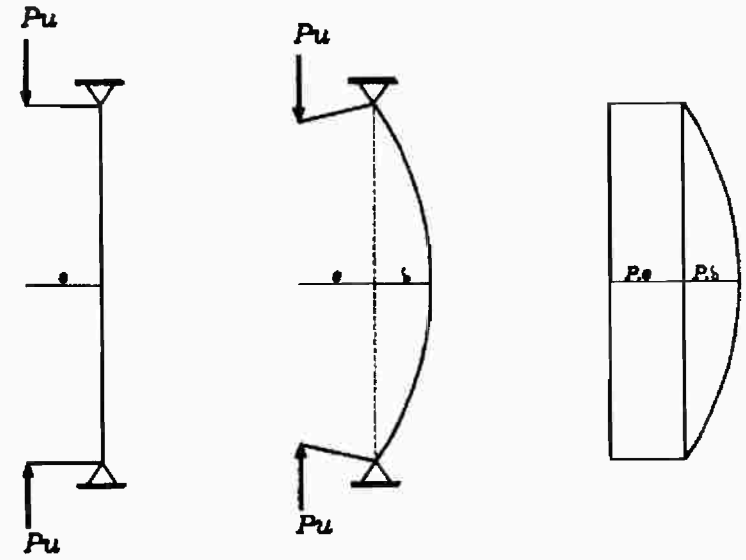
$$M_c = M_o + M_{add}$$
$$M_c = P.e + P.\delta$$

ويحدث هذا العزم عند منتصف ارتفاع العمود الفعال حيث تحدث أكبر قيمة للانبعاج .



(a) Column .

(b) Free – body diagram .



(a) Column

(b) Curvature

(c) Moment

Single curvature column

شكل (١٤)

القوى و العزوم على عمود نحيف

٣ – ٤ – ٢ – ١ : حالات الأعمدة النحيفة المقيدة : –

يبين (*شكل رقم ١٥*) حالات تجميع العزم التصميمي لأعمدة نحيفة ومقيدة حيث يمكن وضع بعض التعريفات .

- العزم الأصغر علي طرفي العمود = M_1 .
- العزم الأكبر علي طرفي العمود = M_2 .
- العزم الأصلي علي العمود = M_i .

$$= 0.4\,M_1 + 0.6\,M_2 > 0.4\,M_2$$

٣ – ٤ – ٢ – ٢ : حالات الأعمدة النحيفة الغير مقيدة : –

يبين (*شكل رقم ١٦*) حالات تجميع العزم التصميمي لأعمدة نحيفة وغير مقيدة حيث يمكن الاستفادة من نفس التعريفات بالبند السابق ، وتكون قيمة العزم الإضافي في هذه الحالة :

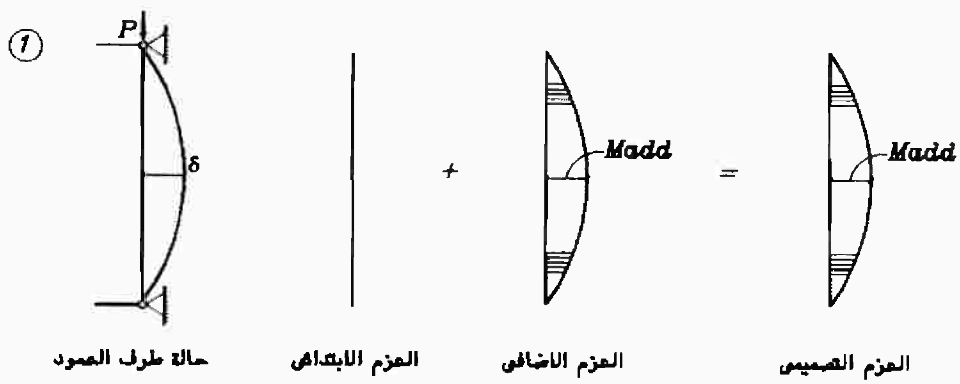
$$M_{add} = P.\delta_{av}$$

حيث : الانبعاج المتوسط = δ_{av}

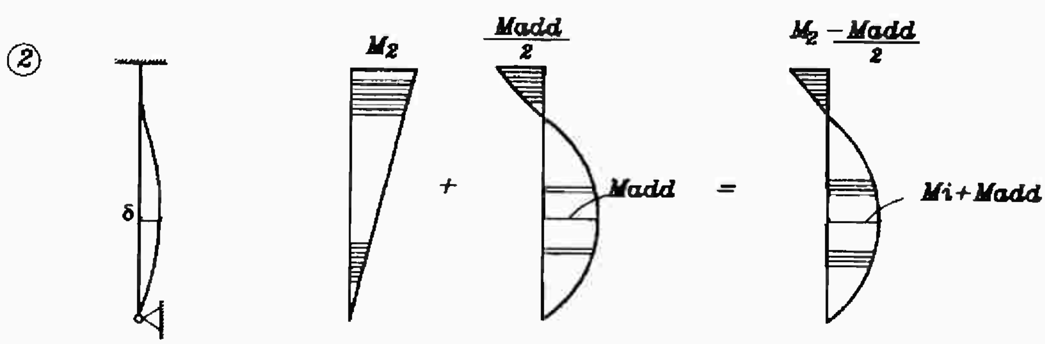
حيث = $\delta_i = \dfrac{\lambda_{ib}^2 * b}{2000}$

ويلاحظ أنه يمكن إهمال δ للعمود الذي يزيد انبعاجه عن ضعف δ_{av} .

(a) *Slender braced Columns*

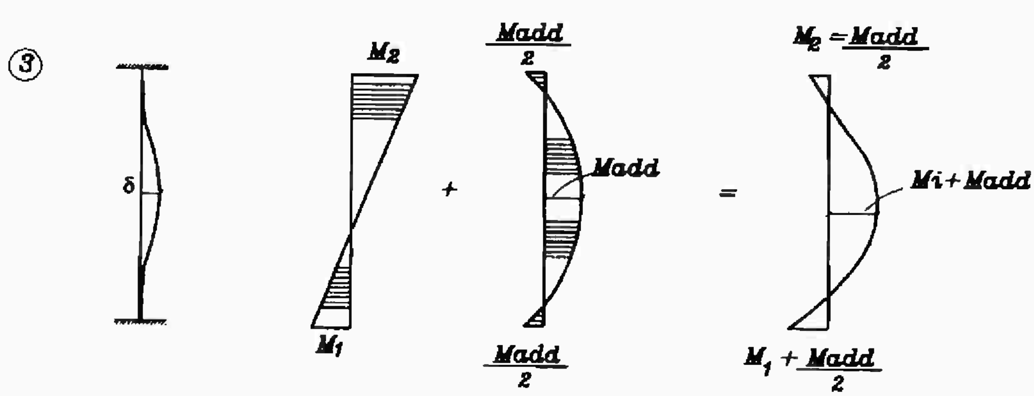


Madd



$$Mi = 0.4M_1 + 0.6M_2 \geqslant 0.4M$$

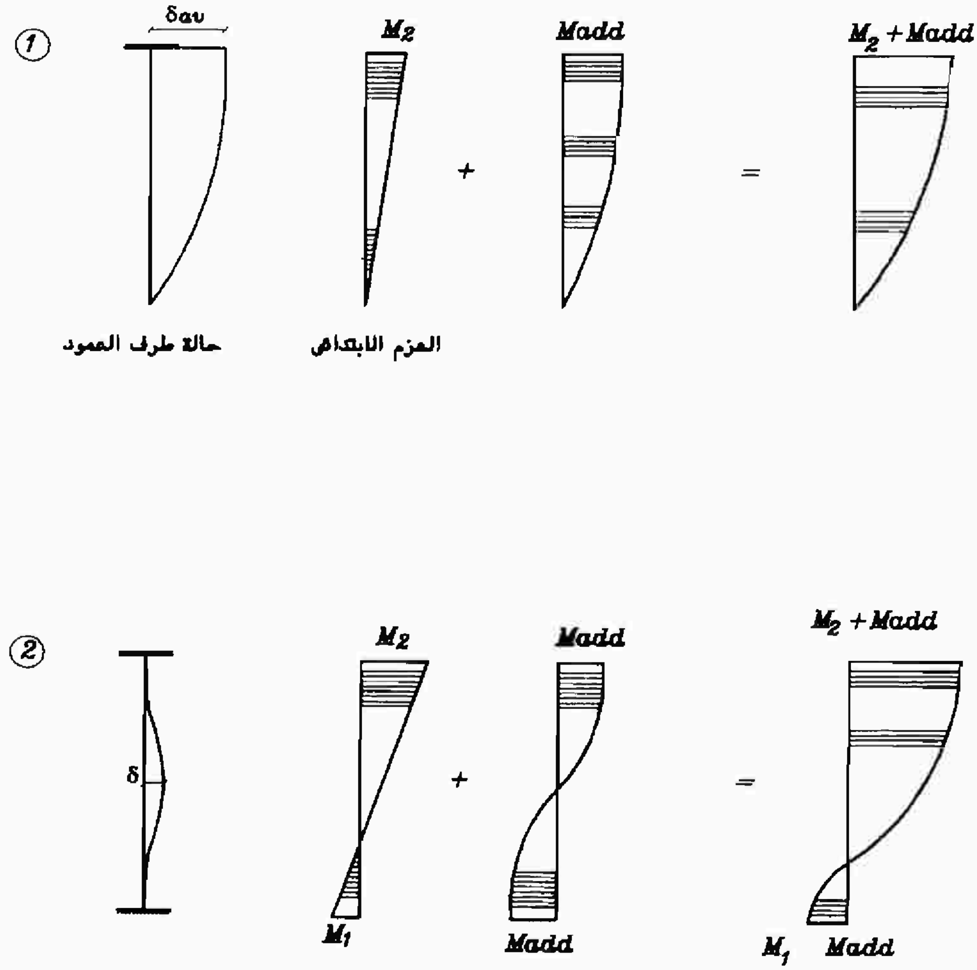
ايهما اكبر M_2 or $Mi + Madd$



ايهما اكبر M_2 or $Mi + Madd$ or $M_1 + \frac{Madd}{2}$

شكل (١٥)

(b) *Slender unbraced Columns*



$M_2 + M_{add}$

شكل (١٦)

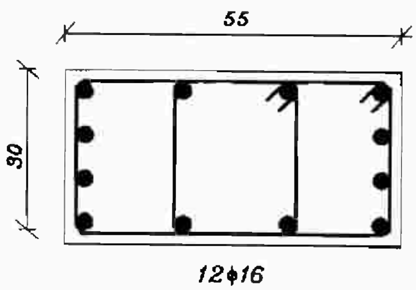
- مثال محلول :

Example 11 :

Using U.L.S.D.M the unbraced R.C. tied column using the following data :

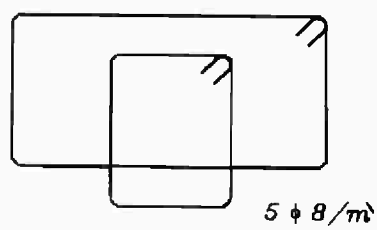
Data:

Total loads $P_u = 150$ ton .
Steel yield stress $f_y = 4000\ kg/cm^2$.
Concrete strength $f_{cu} = 250\ kg/cm^2$.
Column height $H_o = 4.0$ m .
The lower end is hinged, and the upper end is fixed.



Solution:

From table upper end (case 1) & lower end (case 3) .
K = 1.6 , $H_e = 1.6 * 4.0 = 6.4$ m.start design with , b = 25 cm .
$H_e/b = 6.4 / 0.25 = 25.6 > 23$.
Change column dimension , assume b = 30 cm .



$\lambda_b = 6.4/0.30 = 21.33 < 23(long.column).$

$\mu_{min} = 0.25 + 0.052 * 21.33 = 1.36\%$

$e = \delta = \delta_{av} = \lambda_b^2 \times b/2000 = (21.33)^2(0.30)/2000 = .0682m.$

$M_{u(add)} = P \times \delta_{av} = 150 \times .0682 = 10.23 m.t.$

The column is subjected to normal force and bending moments (eccentric section):
e / b = 0.0682 / 0.3 = 0.227 .
$\mu = P f_{cu} 10^{-5}.$
$0.0136 = P(250)\ 10^{-5}$ ....P = 5.4.
Using chart No . 14,page 19, $f_y = 4000\ Kg/cm^2$, $\zeta = 0.9$.

Enter the chart with e / b = 0.227 , P = 5.4 , we find that K = 0.38 and K (e / t) = 0.085 .

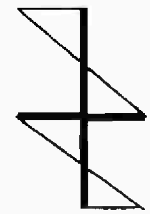
$$0.38 = \frac{150(1000)}{250(30)t}$$

t = 52.6 cm , take t = 55 cm ,
$A_s = 0.0136\ (30)\ (55) = 22.44\ cm^2$.
$A_{s(chosen)} = 12\ \text{Ø}\ 16\ (24\ cm^2)$ ....(uniformally distributed) .

٣ - ٤ - ٢ - ٣ : حساب العزوم علي الأعمدة :

عند اتصال الكمرات بالأعمدة تتكون عند هذه الوصلة عزوم انحناء تعتمد علـــي قيمـــة الحمـــل المؤثر علي الكمرة بالإضافة إلي مدي جساءة العنصر ونسبة هذه الجساءة لكل من العمود فـــوق الوصلة وتحتها والكمرة طبقا للقواعد الآتية : -

١ - في الأعمدة الخارجية والركنية تحسب العزوم كالآتي :

 $K = \frac{I}{L}$	**أماكن العزم في العمود**	**قيمة العزم في حالة الباكيه الواحدة**	**قيمة في حالة باكيتين أو أكثر**
	العزم عند أسفل العمود العلوي	$\frac{K_u.M_f}{K_L + K_u + 0.5K_b}$	$\frac{K_u.M_f}{K_L + K_u + K_b}$
	العزم عند أعلي العمود السفلي	$\frac{K_L.M_f}{K_L + K_u + 0.5K_b}$	$\frac{K_L.M_f}{K_L + K_u + K_b}$

ملحوظة : في حالة أعمدة الأدوار العليا تكون K_u=0.0 .

٢ - في حالة المنشآت ذات الأسقف بالكمرات الساقطة يمكن اعتبار العزوم (M_1،M_2) مساوية للصفر للأعمدة الداخلية فقط .

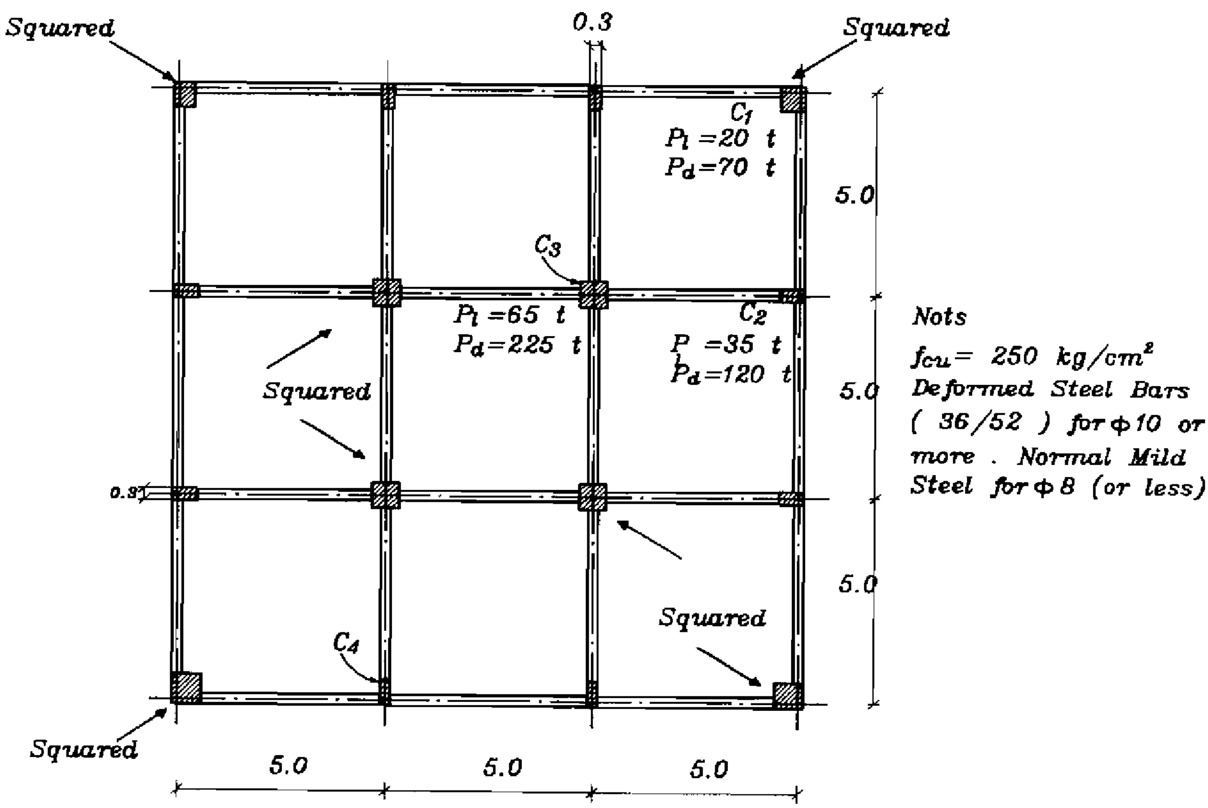
٣ - في حالة الأسقف ذات البلاطات المسطحة Flat Slap تحسب لها العزوم طبقاً لبنود الكود .

Example 12:

Shown is a layout of colums and their axial dead and live loads at the ground floor level.
The building is of SIX identical floors :
Floor height = 3.3 m . All beams are
25 * 50 cm . Beams loads : Wd = 3.0 t/m .
WL= 0.9 t/m .
Ground floor height = 4.3 m (till foundation level) .
Do the following ....

1 – check if the building is braced or unbraced .
(Take accuracy of caculated Dim . to 10 cm) .
2 – Calculate in full the ultimate straining sction on the tied columns C_1 , C_2 , C_3 .
3 – Using both working stress and ultimate limit state design methods , design the interior column C_3 committing yourself to the following of the cross section and type of stirrups .
- squared with separate stirrups .
- rectangular (b = 30 cm) with separate stirrups .
- circular with separate stirrups .
- circular with spiral stirrups .

4 – In case of the building is unbraced , propose a method to make the system is braced .



Solution:

C_1 :

$$\because P_L < 0.75P_D$$
$$\therefore P_u = 1.5(P_L + P_D)$$
$$= 1.5(20+70).$$
$$= 135ton.$$

افتراض مبدئي :

يمكن التطبيق في معادلة Short Column بالكود :

$$P_u = 0.35\ f_{cu}\ A_c + 0.67\ A_{sc}\ f_y$$

بفرض أن : $A_{sc} = 1\%\ A_c$

$$\therefore 135\times1000 = 0.35\times250\times A_c + \frac{A_c}{100}0.67\times3600$$
$$A_c = 1209.46cm^2.$$
$$b = \sqrt{A_c} = 34.78cm \rightarrow 40\times40$$

C_2 :

كما سبق :

$$P_u = 1.5(35+120) = 232.5t$$
$$\therefore 232.5\times10^3 = 0.35\times250\times(30\times t) + 0.67\times3600\times\frac{A_c\,30\times t}{100}$$
$$\therefore t = 69.4cm \rightarrow t = 70cm.$$

C_3 :

$P_u = 1.5\ (\ 65 + 225\ ) = 435\ t$.

كمــا سبــق :

$$A_c = 3897.15$$
$$B = 62.42 \rightarrow 70cm \rightarrow 70 * 70$$

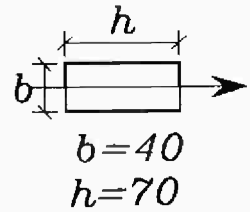
1 – Bracing or unbracing: -

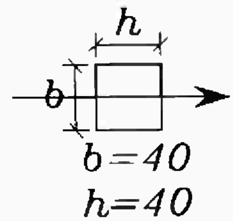
المبني متماثل يمكن الحساب في أي اتجاه : –

$$\propto = H\sqrt{\frac{N}{\sum EI_x}}$$
$$H = 5\times3.3 + 4.3 = 20.8m.$$

المبني مكون من ١٦ عمودا منهم ٨ علي شكل مربع ، ٨ علي شكل مستطيل .

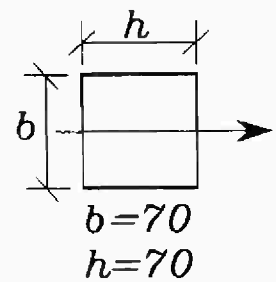
$$I_x = I_y = 4\frac{30\times70^3}{12} + 4\frac{70\times30^3}{12} + 4\frac{70\times70^3}{12} + 4\frac{40\times40^3}{12} = 12916666.66\,cm^4$$





$N = \sum Loads$ حمل تشغيلي

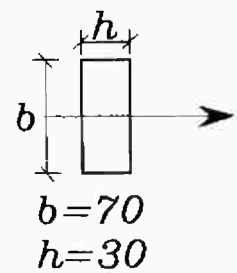
$$\left.\begin{matrix} 4\,(20+70) \\ 4\,(65+225) \\ 8\,(35+120) \end{matrix}\right\} = 2760\ t$$



$$E = 14000\sqrt{f_{cu}} = 221359.44\,Kg/cm^2.$$

$$\propto = H\sqrt{\frac{N}{\sum EI_x}} = 20.8\times10^2\sqrt{\frac{2760\times1000}{\sum I.E}} = 2.04 > 0.6$$

$\therefore$ *Unbraced.*



2 – Effective Hight:

يمكن تحديد الارتفاع الفعال لكافة الأعمدة كما هو موضح (**بشكل ١٧**) مع ملاحظة أن b هـــي الطول في اتجاه التصميم المعتبر →.

يمكن تجميع كافة المعلومات عن كل الأعمدة في الجدول الآتي : –

Col	Geometry	Top cond	Bott cond	K	He=H$_o$ *k	b (cm) (الطول في الاتجاه المدروس)	$\lambda = \frac{He}{b}$	$\delta = \frac{\lambda^2 \times b}{2000}$
C_1		1	1	1.2	4.56	40	11.4	2.60
C_2		2	1	1.3	4.94	70	7.057	1.743
C_3		2	1	1.3	4.94	70	7.057	1.743
C_2		1	1	1.2	4.56	30	15.2	3.466

$$\delta_{av} = \frac{\sum \delta}{n} = \frac{4 \times 2.6 + 4 \times 1.743 + 4 \times 1.743 + 4 \times 3.466}{16} = 2.388cm$$

١ – لا حظ أن $2\delta_{av} = 4.776$.

لا توجد δ أكبر من $2\delta_{av}$

∴ لا نستبعد أي منها .

٢ – لا حظ أن $\delta_{av} = 2.39cm.$

قيمة اللامركزية الدنيا (e_{min}) = 2 cm .

Or = 0.05 b

∴ for b = 30 cm

∴ $e_{min} = 0.05 * 30 = 1.5 < \delta_{av.}$

وبالتالي فإن اللامركزية علي هذا العمود ($\delta_{av.}$) أكبر من المسموح بـــه (e_{min}) وعليـــه فإنـــه معرض لعزوم :

- For b = 40 cm .

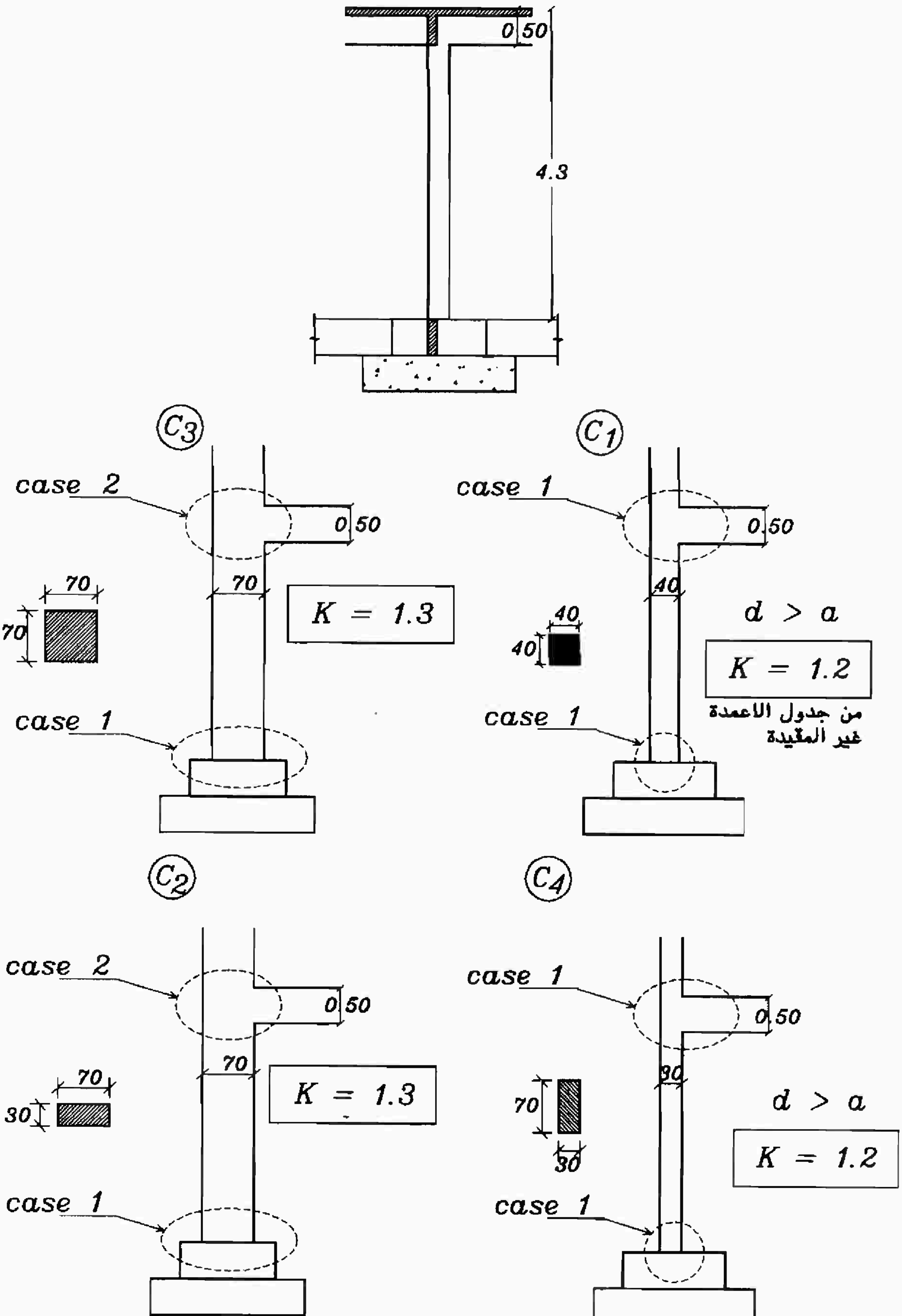
∴ $e_{min} = 0.05 * 40 = 2$ cm < $\delta_{av.}$

وبالتالي فإن اللامركزية علي هذا العمود δ_{av} أكبر من المسموح به (e_{min}) وعليه فإنه معرض لعزوم :

- For b = 70 cm .

∴ $0.05 * 70 = 3.5 > \delta_{av.}$

وبالتالي فإن اللامركزية علي هذا العمود ($\delta_{av.}$) أقل من المسموح به وعليه فإنه يمكـــن إهمـــال العزم عليه .


0.50
4.3
C3
case 2
0.50
70
70
70
K = 1.3
case 1
C1
case 1
0.50
40
40
40
d > a
K = 1.2
من جدول الاعمدة
غير المقيدة
case 1
C2
case 2
0.50
70
70
30
K = 1.3
case 1
C4
case 1
0.50
30
70
30
d > a
K = 1.2
case 1

شكل (١٧)

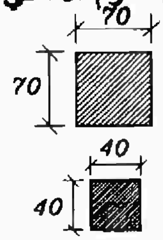
(وعليه يمكن إيجاد M , N لكل حالة) .

بالنسبة للعمود C_3 فيلاحظ أنه عمود داخلي ليس عليه M :

$P = 1.5\,(65 + 225) = 435$ ton .

إذاً يمكن استخدام الرخصة التي تنص علي :

(في الأعمدة الداخلية والمباني ذات الكمرات الساقطة يمكن اعتبار أن العزم الأصلي = صفراً)

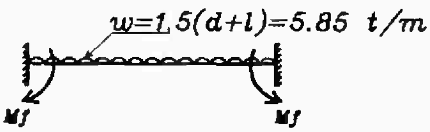


لاحظ أن :

$$e_{min} = 0.05 * 70 = 3.5cm > \delta_{av}$$

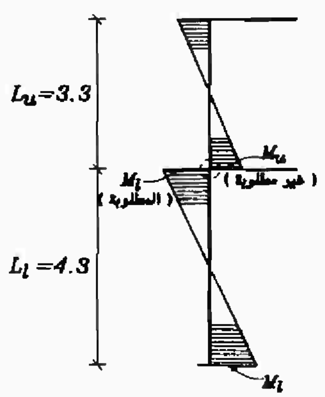
مما سبق :

$$\delta_{av} = 2.39$$



أي أن العمود يمكن إهمال قيمة M .

$$\therefore M_x = M_y = 0.0$$



بالنسبة للعمود C_1 هذا عمود ركني .

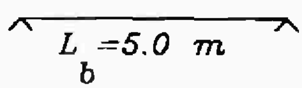
∴ يجب حساب قيم العزوم عند نقطة الالتقاء .

$$M_L = M_f * factor.$$

$$Where: M_f = \frac{\omega\ell^2}{12}$$

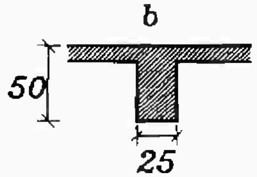
$$Factor = \frac{K_K}{K_L + K_u + K_b}$$

بالنسبة للكمرة :



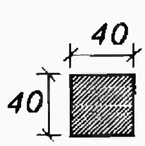
$$I_b = \frac{25 \times 50^{-3}}{12} = 260416.6cm^4$$

بالنسبة للعمود :



$$I_c = \frac{40 * 40^{-3}}{12} = 213333.33cm^4.$$

$$L_u = 3.3m, L_L = 4.3m.$$



$K = \frac{I}{L}.$ العزم الأصلي .

$$\therefore M_L = \frac{I_c / L_L}{I_c / L_L + I_c / L_u + I_b / L_b} = M_f = \frac{5.85 \times 5^{-2}}{12} = 12.19mt$$

$$= 0.298 = M_f = 3.64mt \rightarrow$$

$$M_{add} = P \times \delta_{av} = 1.5(20+70) * 2.388 = 3.22 m.t \rightarrow$$

العزم الإضافي

$$M_{total} = M_t + M_{add} = 3.64 + 3.22 = 6.86 m.t$$

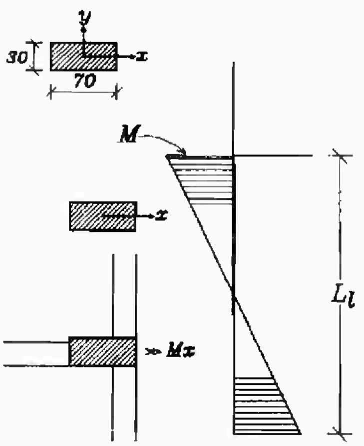
نتيجة التماثل :

$$M_x = M_y$$

بالنسبة لـــ C_2 :

$$I_c = \frac{30 \times 70^{-3}}{12} = 857500 cm^4.$$

$$\because M = \frac{I_c / L_L}{\frac{I_c}{L_L} + \frac{I_c}{L_u} + \frac{I_b}{L_b}} * m_f = 0.39$$



كما سبق :

$$\therefore M = 0.39 \times 12.19 = 4.75 m.t = M_x$$

لاحظ :

$$M_{add} = P * \delta_{av} = 232.5 * 2.388 = 5.55 m.t$$
$$= M_{addy} = 5.55.$$

حيث إنه عمود داخلي

	P	M_x	M_y
C_3	435	0.0	0.0
C_1	135	6.86	6.86
		4.75	0.00
C_2	232.5	5.55	5.55
		10.3	5.55

ملحوظة :

نلاحظ أنه في حالة المبني الغير مقيد Unbraced يوجد δ_{av} عامة للمبني ككـــل وكـــان المبنـــي يتصرف كله بطريقة واحدة وعليه يمكن حساب قيمة :

$$. M_{add} = P.\ \delta_{av}$$

أما في حالة كون المبني مقيد Braced فأن كل عمود يكون له δ مستقلة ، ولحساب قيمـــة M_{add} يلزم للتحقق أولا من كون العمود قصيرا أو طويلا عن طريق حساب λ ومن ثم حســـاب M_{add} للأعمدة الطويلة (النحيفة) فقط .

C_3 $P_u = 435\,t$ with min ecc .

a – Design as squared column (tied) :

$P_u = 0.35\, f_{cu}\, A_c + 0.67\, A_{sc}\, f_y \rightarrow$ short with min ecc .

$$\frac{A_{sc}}{A_c} = \frac{1}{100}$$

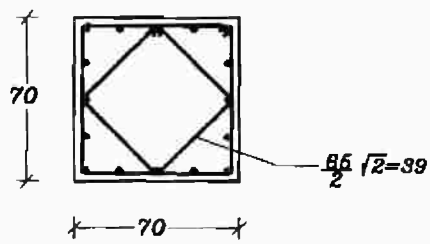
$$\therefore 435 * 1000 = 0.35 * 250 * A_c + 0.67 * 3600 * \frac{A_c}{100}.$$

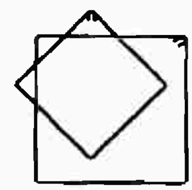
$$Ac_{req} = 3897.15 cm^2.$$

$$\therefore b = \sqrt{A_c} = 62.42 cm^2.$$

$$take : b = 70cm \xrightarrow{eq} \therefore A_s = 38.97 cm^2 = 16\phi 18 \quad \begin{aligned} &> 0.008\, A_{c.req} = 31.8\ cm^2. \\ &> 0.006\, A_{c.choosen} = 21.6\ cm^2. \end{aligned}$$

Lateral tie :





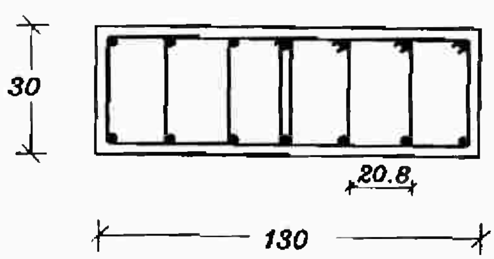
$6\ \phi\ 8/m'$

$$Provide \phi 8mm : spacing \frac{100}{6}.$$

$$actual.volume = \frac{\pi \phi^2}{4} [65 * 4 + 39 * 4] * 6 = 1342.19 cm^2$$

$\min .volume > \min .volume (O.K).$

b – Design as rectangular column :



$14\ \phi\ 22$

$Ac_{req} = 3897.15cm^2$ (as before) .
$A_c = b * t$

$A_{sc} = 38.87cm^2 >$

$\therefore t = 129.9cm^2$

$A_{sc} = 38.87cm^2 > 0.008A_{creq} = 31.17cm^2.$

$A_{sc} = 38.87cm^2 > 0.006Ac_{chosen} = 23.4cm^2.$

$Choose : 14\phi 19.$

Check of min volume :

$Ac_{req} = 3897.15cm^2$. (as before) .
$A_c = b * t$.

$\therefore t = 129.9cm^2$

$$\frac{1}{100}A_c A_{sc} = 38.87cm^2 > 0.008A_{creq} = 31.17.$$

$$\frac{1}{100}A_c A_{sc} = 38.87cm^2 > 0.006Ac_{chosen} = 23.4cm^2.$$

$Choose 14\phi 19.$

- Check of min volume: -

$$V_{min} = \frac{0.25}{100} * 30 * 130 * 100 = 975cm^2.$$

$$V_{act} = \left(\frac{\pi \phi^2}{4}\right) * 5[(2*25+2*125)+(83.2*2+2*25)+(41.6*2+2*25)+(2*25)] = 1762.992cm^3.$$

$(V_{act} > V_{min})$

C – Design as circular with separate stirrups:

$$A_{creq} = 3897.15cm^2 = \pi\frac{D_c^2}{4}$$

$D_c = 70.44cm \cong 70cm.$

$Ac_{choosen} = 3848.45cm^2$

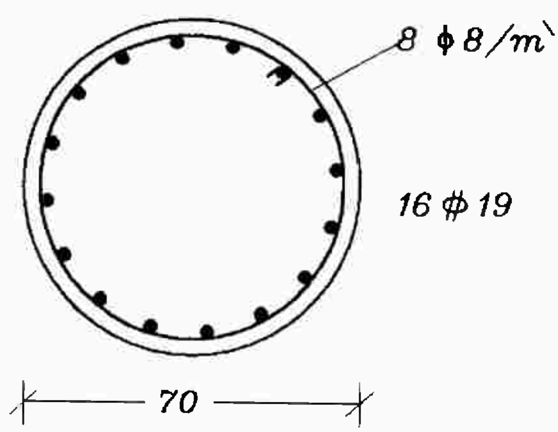
$P_u = 0.35f_{cu}A_c + 0.67A_{cs}f_y$

$A_{sc} = 40.73cm^2 > 0.008A_{creq}.$

$A_{sc} = 40.73cm^2 > 0.006A_{cchoosen}.$

$Use 16\phi 19.$

Lateral tie: $use \phi 8. spacing \frac{100}{8}$



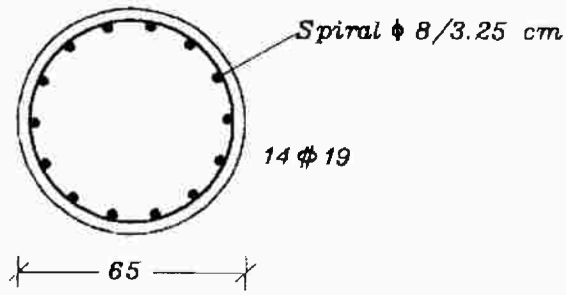
$$V_{min} = \frac{0.25}{100} * A_c * 100 = 962.1 cm^3$$

$$V_{act} = \left(\frac{\pi \phi^2}{4}\right)(\pi D_K) * \frac{100}{8} = 1286.48 cm^2.$$

$$V_{act} > V_{min}.$$

D – Desgin as spiral column :

<u>Design of longitudinal reinforcement:</u>



$$P_u = 0.4 f_{cu} A_c + 0.76 A_{sc} f_y.$$

$$assume : \mu = \frac{A_{sc}}{A_c} = 1\%.$$

$$435 * 1000 = 0.4 * 250 * A_c + 0.76 * 3600 * \frac{A_c}{100}$$

$$A_c = 3415.5 cm^2$$

$$D = 65 cm.$$

$$D_K = 60 cm.$$

$$A_{sc} = 37.71 cm^2$$

$14\phi 19$

<u>Design of spiral reinforcement:</u>

$$P_u = 0.35 A_k f_{cu} + 0.67 A_{sc} f_y + 1.38 V_{sp} f_{yp}.$$

$$A_k = \frac{\pi * (60)^2}{4} = 2827.43 cm^2$$

$$f_y = 3600 kg/cm^2.$$

$$f_{yp} = 2400 kg/cm^2$$

$$V_{sp} = 29.17 cm^3/cm = \frac{\pi A_{sp} D_K}{P}$$

$$3 < P = 3.25 cm < 8.$$

<u>Check of min spiral reinforcement:</u>

$$\mu_{sp} = \frac{V_{sp}}{A_k} = \frac{29.17}{\pi (60)^2/4} = 0.0103$$

$$\mu_{sp(min)} = 0.36 \frac{f_{cu}}{f_{yp}} \left[\frac{A_c}{A_k} - 1\right]$$

$$= 0.36 * \frac{250}{2400} \left[\frac{(65)^2}{(60)^2} - 1\right] = 0.0065$$

$$\mu_{sp} < \mu_{sp(min)}.$$

4 – Proposed Dim , to make the building bracing :

$\propto = H\sqrt{N/EI}$

I : Which we can change (increase col . Dim)

Col .	**Dim .**
C_2	$(30^b * /50^t)$
C_1	$(75^b * 75^b)$
C_3	140 * 140

$$I_x = I_y = 4\left[\frac{(75)^4}{12} + \frac{(140)^4}{12} + \frac{30(150)^3}{12} + \frac{150(30)^3}{12}\right] = 173700208.3cm^4.$$

$E = 221359.44Kg/cm^2.$

$\propto = 0.557 < 0.6(code.\lim it).$

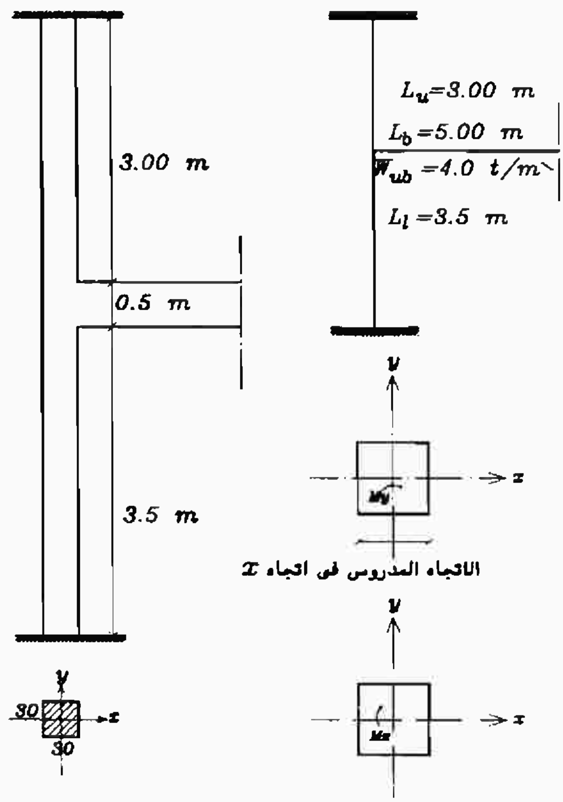
تعليـــــق :

لجعل المبني (braced) يتم زيادة أبعاد الأعمدة ويلاحظ أنه تم زيادتها إلي الضعف تقريبا .

Example 13 :

For the R.C column shown , having cross section 30 * 30 and subjected to factored load = 100 ton ; calculate the straing action on the column :

- 2 ends are fixed .
- column is braced in both directions .
- length of beam = 5.0 m .
- $Wu_{(beam)}$ = 4.0 t/m' .



Solution:

$$M_{fy} = \frac{\omega \ell^2}{12} = 8.33 mt.$$

$$M_u = \frac{K_l M_{fy}}{K_L + K_u + K_b}$$

$$K = \frac{EI}{L}$$

لاحظ أن العزم عند أسفل العمود العلوي أكبر

من العزم عند أعلي العمود السفلي .

$$I_L = I_u = \frac{(30)^4}{12} = 67500 cm^4.$$

$$K_u > K_L$$

ولكي ندرس العمود السفلي :

$$I_b = (25)\frac{(50)^3}{12} = 260416.67 cm^4.$$

$$M_{uy} = \frac{67500/3.5 * 8.33}{\frac{67500}{3.0} + \frac{67500}{3.5} + \frac{260416.67}{5}} = 1.711\ mt$$

Check of bucking of column:

In X Dir :

H_o bigger of 3 , 3.5 m = 3.50 m .

$t_b = 50 > b_{coL} = 30$ في الاتجاه المدروس

Case (1) : braced :

Table (3) code K = 0.75 .

$H_e = KH_o = 0.75*3.50 = 2.625$m .

$$\lambda_b = \frac{He}{b} = 8.75 < 15$$

no addional moment $M_{y\ add} = 0$

in Y Dir :

H_o = 3.00 + 3.50 + 0.5 = 7.00 m .

Case (1) braced

Table (3) code K = 0.75 .

$H_e = KH_o = 0.75 * 7 = 5.25$ m .

$$\lambda_b = \frac{5.25}{0.3} = 17.5 > 15$$

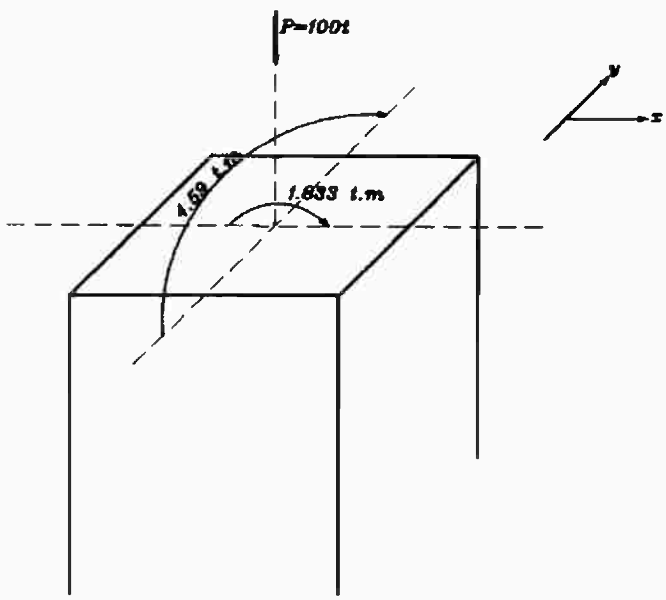
$$\delta = \lambda_b^2 . b / 2000 = (17.5)^2 * \frac{30}{2000} = 4.59 cm.$$

$$M_x = P.\delta$$

$$= 100 * \frac{4.59}{100}$$

$$Mx_{add} = 4.59 m.t$$

P	M_{xadd}	M_y		M_y
		Building	Applied	
100_t	4.59 m.t	--	1.711	1.711 m.t

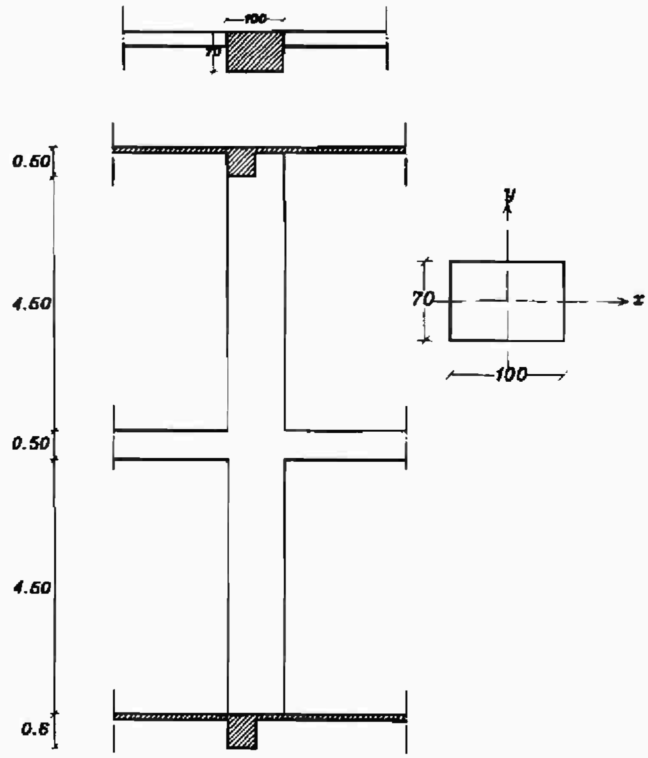


Example 14:

$P_u = 400\ t$.

Col : is braced in two directions .
Calculate the straining actions :

Slenderness calculation: -



In X direction:

$H_o = 4.50$ m .
$t_x = 100$ cm .

Top condition:

$t_b = 50\ cm < t_x$.

Bottom condition :

$t_x > t_b = 60$ cm (case 2)

Table (3)

K = 0.85

$\therefore H_e = KH_o = 0.85 * 4.50 = 3.825 m.$

$$\lambda = \frac{H_e}{b} = \frac{382.5}{100} = 3.82 < 15 \textit{ short column}$$

ie no additional moment.

in Y direction :

$H_o = 9.50$ m .
$t_y = 70$ cm .

Top and Bottom end condition : Case (2) : $t_b < t_y$.
K = 0.85 (table 3)
$H_e = KH_o = 0.85 * 9.50 = 8.08$ m .

$$\lambda = \frac{He}{b} = \frac{808}{70} = 11.54 < 15 (table 6-7).$$

short column i.e No additional moment.

(No buckling will be occur) :

No additional moment

Short column $\qquad P_u = 400\ t$.
(eq . from code) .

Example: 15

The figure shows the leyout of the columns and their load at ground floor lend (including column own weight) the building consists of aground floor and six indentical floors :

- Ground floor height = 4.00 m .
- Typical floor height = 3.00 m .
- f_{cu} = 250 kg/cm^2 , f_y = 3600 kg/cm^2 , f_{ys} = 2400 kg/cm^2 .
- Beam load = 2 t/m$^-$ (D.L+L.L) .
- Beam dimension (25 * 60) .

It required to :

1 – Check if building (braced or unbraced) in X and Y direction .
2 – Calculate the ultimate straining action on columms C_1 , C_2 , C_3 , C_4 .
3 – Design column C_3 as tied square column , C_1 as rectangular section .

Solution :

Total load = 4 (40 + 50) + 6 (60 + 90) + 2 (120 + 230) = 1960 t .

$$I_x = 2\left[30*\frac{(70)^3}{12}\right]+4\left[70*\frac{(30)^3}{12}\right]+2\left[\frac{(70)^4}{12}\right]+4\left[\frac{30*(50)^3}{12}\right] = 7596666.66cm^4.$$

$$I_y = 2\left[70*\frac{(30)^3}{12}\right]+4\left[30*\frac{(70)^3}{12}\right]+2\left[\frac{(70)^4}{12}\right]+4\left[\frac{50*(30)^3}{12}\right] = 8196666.66cm^4.$$

$$E_c = 14000\sqrt{f_{cu}} = 221359Kg/cm^2.$$

$$H_t = 3*6+4.00+1.00 = 23m.$$

- in X direction (arround Y axis) the inertia is taken about y axis .
- in y direction (arround X axis) the inertia is taken about x axis .

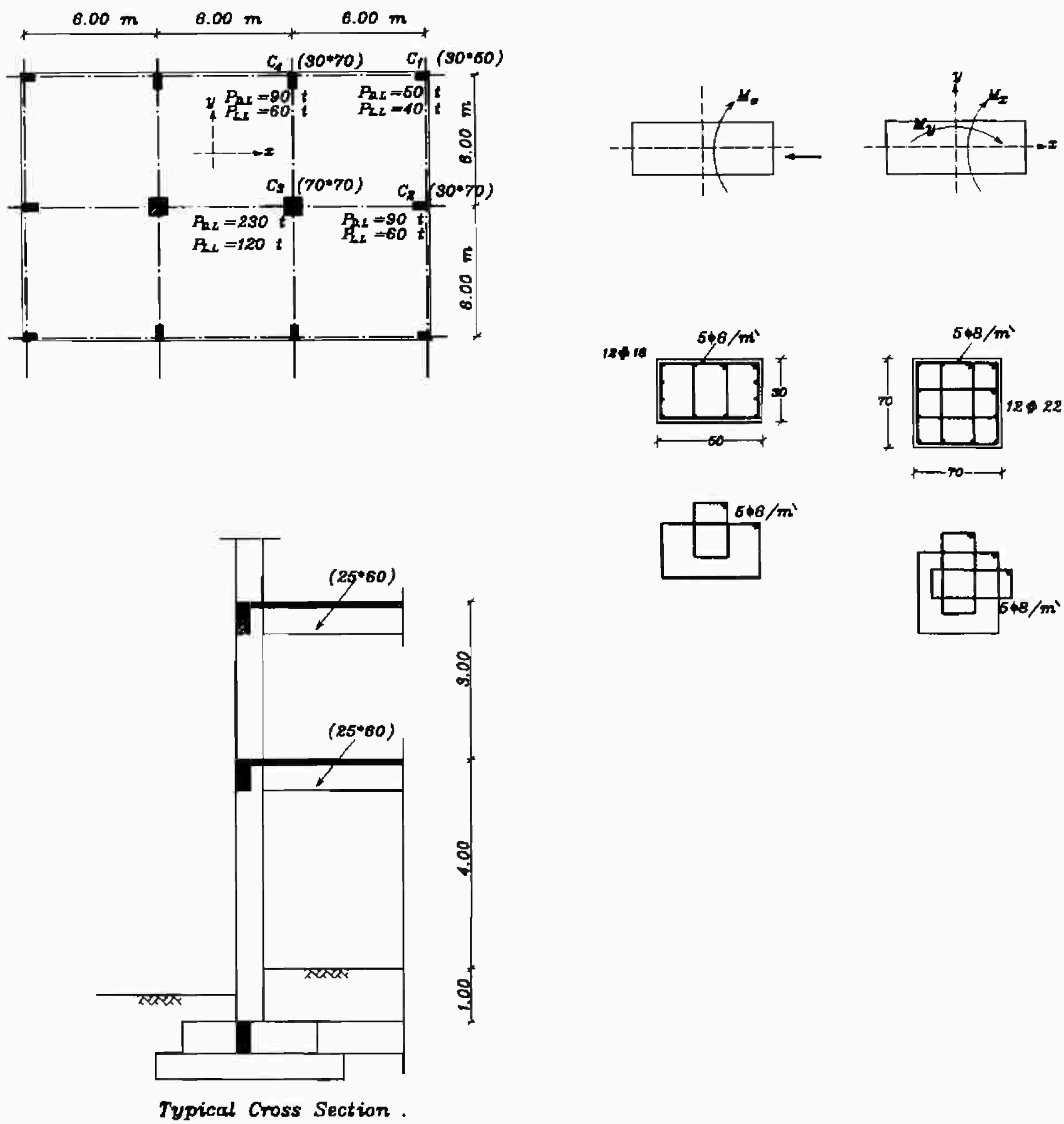
in X direction :

$$\propto_x = H\sqrt{\frac{\sum N}{\sum ETy}} = 2300\sqrt{\frac{1960*10^3}{EI_y}} = 2.39 > 0.6.(unbraced.in.X.direction).$$

in Y direction :

$$\propto_y = H\sqrt{\frac{\sum N}{\sum EIX}} = 2300\sqrt{\frac{1960*10^3}{221359*I_x}} = 2.48 > 0.6.(unbraced.in.Y.direction).$$

H_o = 4 + 1.00 - 0.6 = 4.4 m . (at ground level) .



شکل ۱۸(مثال ۱۵

2 – Buckling load :

in X direction :

Column	Top end condition	Bottom end condition	$K = H_e / H_o$	H_e	b_{cm}	λ_b	δ_{cm}
C_1	1	2	1.2	5.28	50	10.56	2.79
C_2	2	1	1.3	5.72	70	8.17	2.34
C_3	2	1	1.3	5.72	70	8.17	2.34
C_4	1	1	1.2	5.28	30	17.6	4.65

$$\delta = \frac{\lambda^2 . b}{2000}.$$

$$\delta_{av.} = \frac{\sum \delta}{n} = \frac{4(2.79) + 2(2.34) + 2(2.34) + 4(4.65)}{12} = 3.26 cm$$

$$Note.that.any.calculated.\delta < 2\ \delta_{av.}$$

$$M_{y\ add} = P.\delta_{av}.$$

in Y direction :

Column	Top end condition	Bottom end condition	$K = H_e / H_o$	H_e	b_{cm}	λ_b	δ_{cm}
C_1	1	1	1.2	5.28	30	17.6	4.65
C_2	1	1	1.2	5.28	30	17.6	4.65
C_3	2	1	1.3	5.72	70	8.17	2.34
C_4	2	1	1.3	5.72	70	8.17	2.34

$$\delta_{av.} = \frac{4(4.65) + 2(4.65) + 2(2.34) + 4(2.34)}{12} = 3.50 cm.$$

$$M_{x.add} = P.\delta_{av.}$$

Edge columns:

C_4 , C_1 in x direction and C_2 , C_1 in direction y :
For C_4 , C_2 :

$$I_b = \frac{25*(60)^3}{12} = 450000cm^4$$

$$I_u = I_L = \frac{(30)(70)^3}{12} = 857500cm^4$$

$$M_{fu} = \omega_u \frac{\ell_2^2}{12} = (2*1.5)\frac{(36)}{12} = 9mt$$

B.M at upper of lower column: -

$$M = \frac{M_{fu} * K_L}{K_L + K_u + K_b} \quad , K = \frac{EI}{L}$$

$$= \frac{9*857500/5}{857500/5 + 857500/3 + 450000/6} = 2.90\ m.t.$$

$$For.col.C_4, M_X = 2.9mt.$$

$$For.col.C_2, M_y = 2.9mt.$$

For C_1:

M_x

$$I_u = I_L = \frac{(50)(30)^3}{12} = 112500cm^4$$

$$M = \frac{M_{fu} * K_L}{K_L + K_u + K_b}$$

$$= \frac{9.00*112500/5}{112500/5 + 112500/3 + 450000/6} = 1.5mt$$

M_y:

$$I_u = I_L = \frac{(30)(50)^3}{12} = 312500\ cm^4$$

$$M_y = 2.33\ mt$$

Column	$P_u = 1.4P_{D.L}+1.6P_{L.L}$	$M_{xu} = P * \delta_y$	$M_{yu} = P * \delta_x$	$M_{edge\ column}$		M_t	
				M_x	M_y	M_{xu}	M_{yu}
C_1	134 t	4.73 m.t	4.37 m.t	1.5	2.33	5.87	6.7
C_2	222 t	7.77 m.t	7.24 m.t	--	2.9	7.77	10.14
C_3	514 t	17.99 m.t	16.76 m.t	--	--	17.99	16.76
C_4	222 t	7.77 m.t	7.24 m.t	2.9	--	10.67	7.24

Design of col . C_1 :

Dim (30 * 50)

Biaxial moment :

$$e_x = \frac{M_{yu}}{P_u} = \frac{6.7}{134} = 0.05m > e_{x(min)2cm}^{0.05t=1.5cm.} \quad \textit{the biggest}$$

$$e_y = \frac{M_{xu}}{P_u} = \frac{5.87}{134} = 0.044m > e_{y(min)2cm}^{0.05t=2.5cm} \quad \textit{the biggest}$$

$a = 30cm, b = 50cm.$

Design as biaxial moment

$$\frac{P_u}{f_{cu}.b.a} = \frac{134*10^3}{250*50*30} = 0.35\frac{(table6-12)}{E.C}\beta = 0.59$$

$$\frac{M_x}{a^-} = \frac{5.87}{0.275} = 21.35$$

$$M_x / a^- > M_y / b^-.$$

$$\frac{M_y}{b^-} = \frac{6.7}{0.475} = 14.11$$

$$M_x^- = M_x + \beta\left(\frac{a^-}{b^-}\right)M_y$$

$$= 5.87 + 0.59\left(\frac{0.275}{0.475}\right)6.7 = 8.16mt.$$

Using interaction diagram (chart No 17) :

$\zeta = 0.8$.

$f_y = 3600\ kg/cm^2$.

uniform steil

$P_u / f_{cu}.a.b = 0.35$

$$\frac{M_x^-}{f_{cu}.b.a^2} = \frac{8.16*10^5}{250*(50)*(30)^2} = 0.072$$

$get \rightarrow \rho = 5 \rightarrow \mu a.b = 18.75cm^2$

$12\Phi 16(uniformly.distributed).$

Design of C_3:

$$\left.\begin{aligned} e_x &= \frac{M_{yu}}{p} = 0.033 \\ e_y &= \frac{M_{xu}}{p} = 0.035 \end{aligned}\right\} \longrightarrow e_{\min_{bigger}} \begin{cases} 0.05\ t = 3.5\ cm \\ 2\ cm \end{cases}$$

e_x , e_y < e_{min}

Design according to the code equation :

$$P_u = 0.35 f_{cu} A_c + 0.67 A_{sc} f_y.$$

$$A_{sc} = 35.34cm^2.$$

$$Asc_{\min} = \begin{matrix} 0.6\% Ac_{chosen} = 29.4cm^2 \\ 0.8\% Ac_{req} \end{matrix}$$

$Choose : 12\Phi 22.$

Check of min volume of stirrups :

$$Vs_{\min} = \frac{0.25}{100} * (70 * 70 * 100) = 1225cm^3 / m^-.$$

$$V_{act} = 0.504 * 5 * (4 * 65 + 4 * 65 + 4 * 22) = 1532.16cm^3 / m^-.$$

$$Vst_{act} > Vs_{\min} \rightarrow (O.K).$$

Example: 16

صمم عمودا مربعا طول ضلعه 50 سم مع توضيح تفاصيل قطاعه رسما علما بأن : -

١ – المبني غير مقيد unbraced .

٢ – أحمال التشغيل survice loads .

الحمل الدائم = d.L = 96 t .

الحمل الحي = L.L = 41 t .

٣ – نهايتاه العلوية والسفلية ثابتتان .

٤ – الاجهاد الأقصى للخرسانة = f_{cu} = 250 kg/cm^2 .

٥ – إجهاد الخضوع للحديد = f_y = 2400 kg/cm^2 .

٦ – يمكن إهمال العزوم المنقولة من الكمرات للعمود .

٧ – يجب دراسة العمود في الاتجاهين (x , y) .

٨ – يجب التحقق من وفاء كمية التسليح للحد الأدنى طبقـا لنصوص الكود .

__الحـــــل :__

__**X – direction: -**__

$H_{o.max}$ = 4.00 m .

$$\because Case1$$
$$\therefore K = 1.20$$

لاحظ أن الحالة غير مقيدة unbraced .

$$\because Case1$$
$$\therefore K = 1.20$$

$$\therefore H_e = H_o k = 4.00 * 1.2 = 4.8m.$$

$$\therefore \lambda = \frac{H_e}{x_o} = \frac{4.8}{0.5} = 9.6 < 10.$$

– حيث 10 هي حدود معامل النحافة للعمود القصير غير المقيد .

وعليه فإن العمود في الاتجاه x عمود قصير غير متعرض لاحتمال الانبعـــاج buckling effect وغير متعرض لعزوم إضافية فضلا عن أنه غير متعرض ، أي أن لعزوم أصلية .

__**Y – direction : -**__

H_o = 5.5 .

$$\because case1$$
$$\therefore K = 1.2$$

لاحظ أن العمود غير مقيد unbraced .

$$\because Case 1$$
$$\therefore K = 1.2$$

$$\therefore H_e = 5.5 * 1.2 = 6.6$$
$$\lambda = \frac{H_e}{\gamma_o} = \frac{6.6}{0.5} = 13.2 > 10$$

إذاً العمود تجاوز العمود القصير (جدول ٥) وأصبح عموداً نحيفاً غير مقيد ، ويجب أن يكـــون عليه عزم إضافي M_{add} ، ولحساب M_{add} .

$$\therefore \delta = \frac{\lambda^2 b}{2000} = \frac{(13.2)^2 * 50}{2000} = 4.36cm.$$

أي أن هناك لامركزية :

$$e = 4.36cm.$$
$$\because \frac{e}{t} = \frac{4.36}{50} = 0.0872 > 0.05.$$

إذاً سوف نحتاج إلي منحنيات التفاعل Interaction diagrams : -

$$P_u = 1.4 * 96 + 1.6 * 41.0 = 200ton.$$

$$M_u = P_{u.e} = 200 * \frac{4.36}{100} = 8.72t.m$$

ومن المخطط رقم ١١ (Ch : 11) :

$$K = \frac{P_u}{f_{cu} b.t} = \frac{200 * 10^3}{250 * 50 * 50} = 0.32$$

$$K\ e / t = 0.32 * \frac{4.36}{50} = 0.0279$$

$\mu = \rho . f_{cu} * 10^{-5} = 2 * 250 * 10^{-5} = 0.005.$

$A_s = \mu . b . t = 0.005 * 50 * 50 = 12.5 cm^2 \rightarrow$

$\because \mu_{\min} = 0.25 + 0.052 \lambda_b$

$= 0.25 + 0.052 * 13.2 = 0.936\%.$

use :

$\therefore As_{\min} = \frac{0.936}{100} * 50 * 50 = 23.41 cm^2 \rightarrow (take).8 \oint\oint 20$

Stirrups :

$S \leq 20cm.$

$\leq 15 \oint column (15 \times 20) 30.0cm$

$\therefore Take : S = 20cm.$

$\oint_{st} \geq \left(\frac{\oint_{col}}{4} \right) \geq \frac{20}{4} \therefore \geq 5mm.$

$\oint_{st} \geq 8mm.$

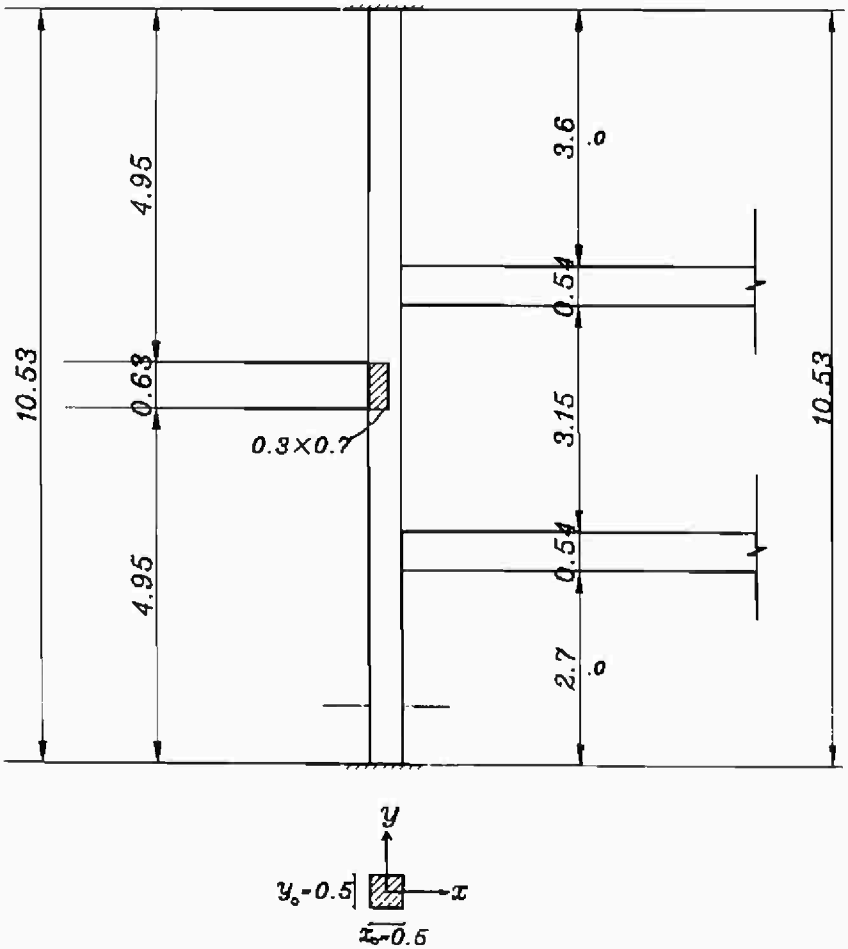
$\therefore take : \oint 8mm / 20cm.$

Check:

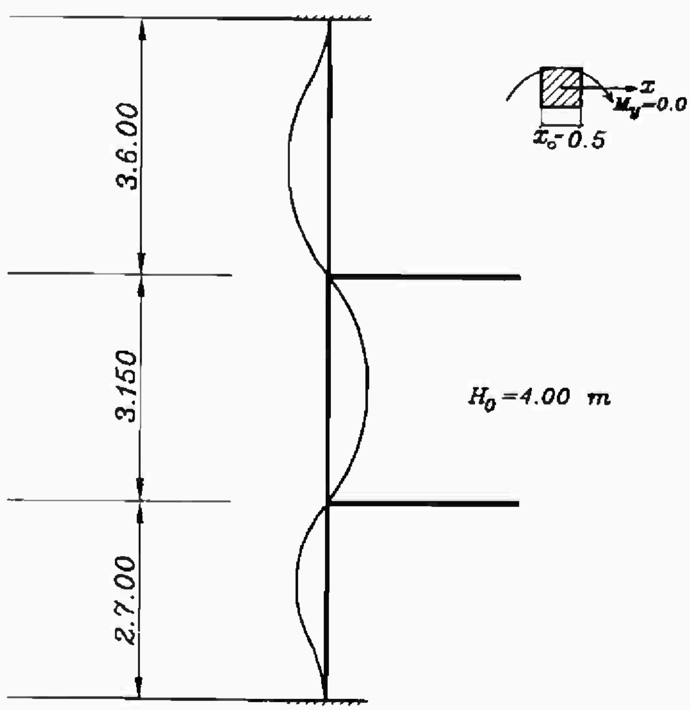
$Vst_{\min} = \frac{0.25}{100}$ (Volume of 1.0 m longitudinally)

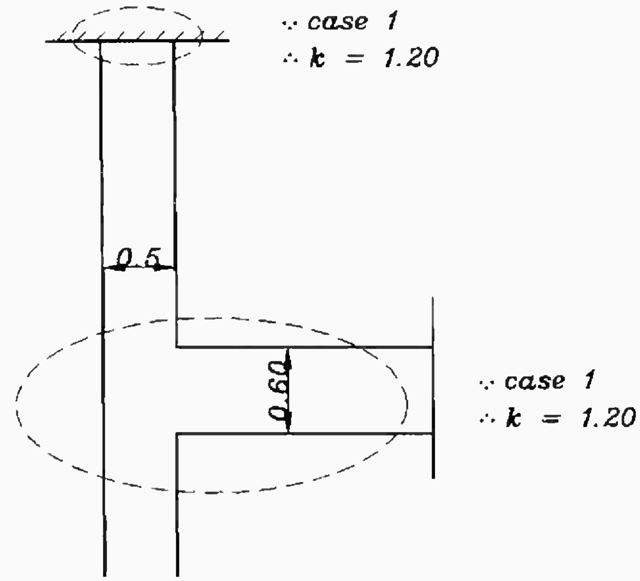
$= \frac{0.25}{100} * 50 * 50 * 100 = 625 cm^3.$

$\because V_{st} = 4(45 + 31.8) * 0.503 * 5 = 772.608\ cm^3 > V_{st\ \min}$ $(o.K)$

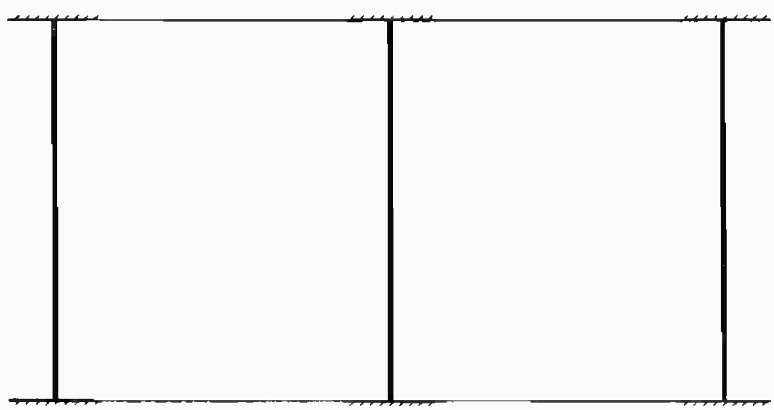

4.95
0.63
4.95
10.53
0.3×0.7
3.6
0.54
3.15
0.54
2.7
10.53
y
x
y₀=0.5
x₀=0.5

→ x – direction


3.6.00
3.150
2.7.00
x
My=0.0
x₀=0.5
H₀=4.00 m



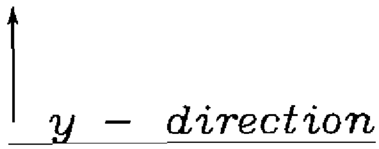
لاحظ أن الحالة غير مقيدة

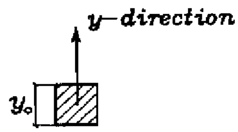


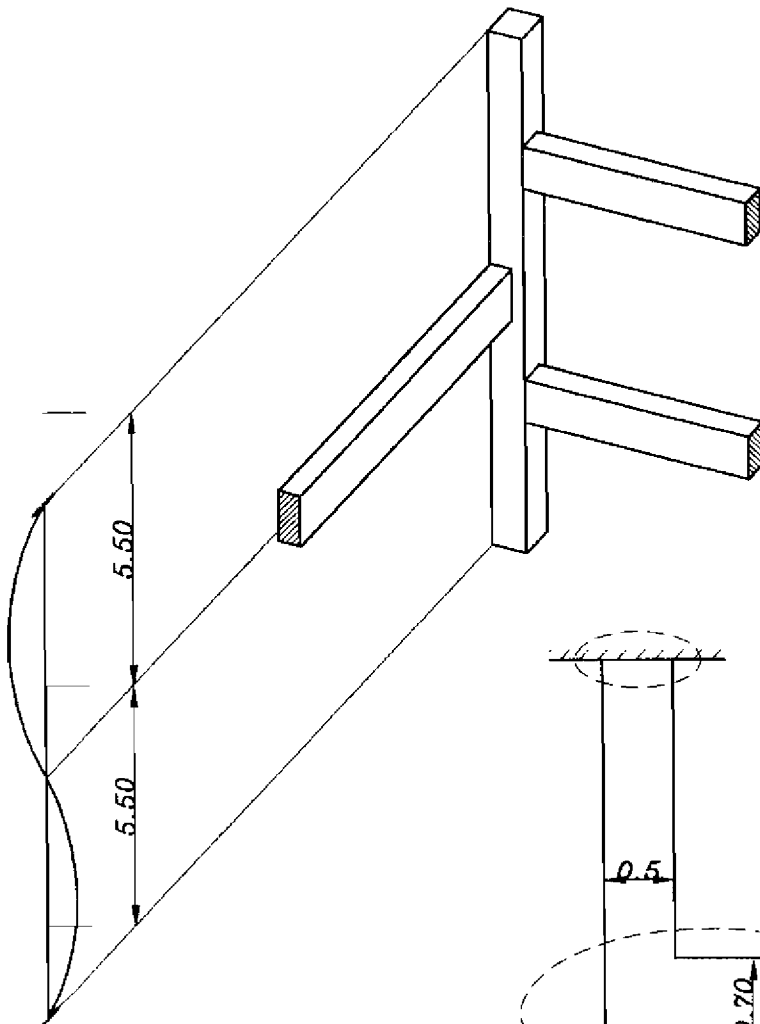
العزم الأصلى $M = 0.00$

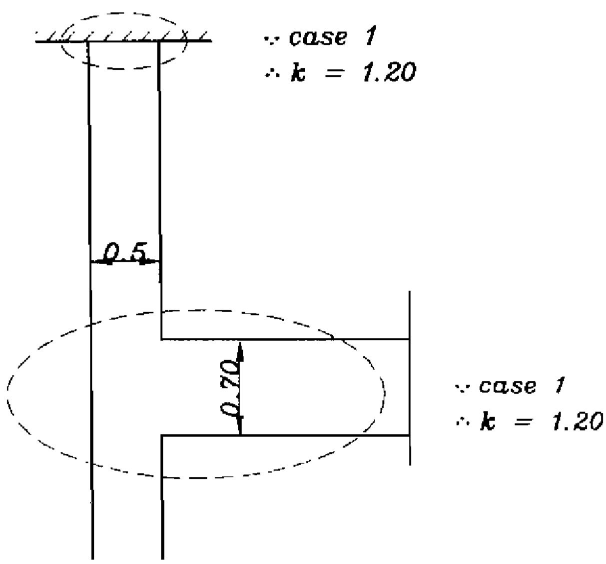
العزم الاضافى $M_{add} = 0.00$

$M_{total} = 0.00$

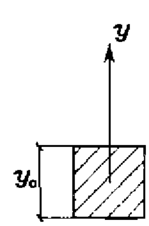


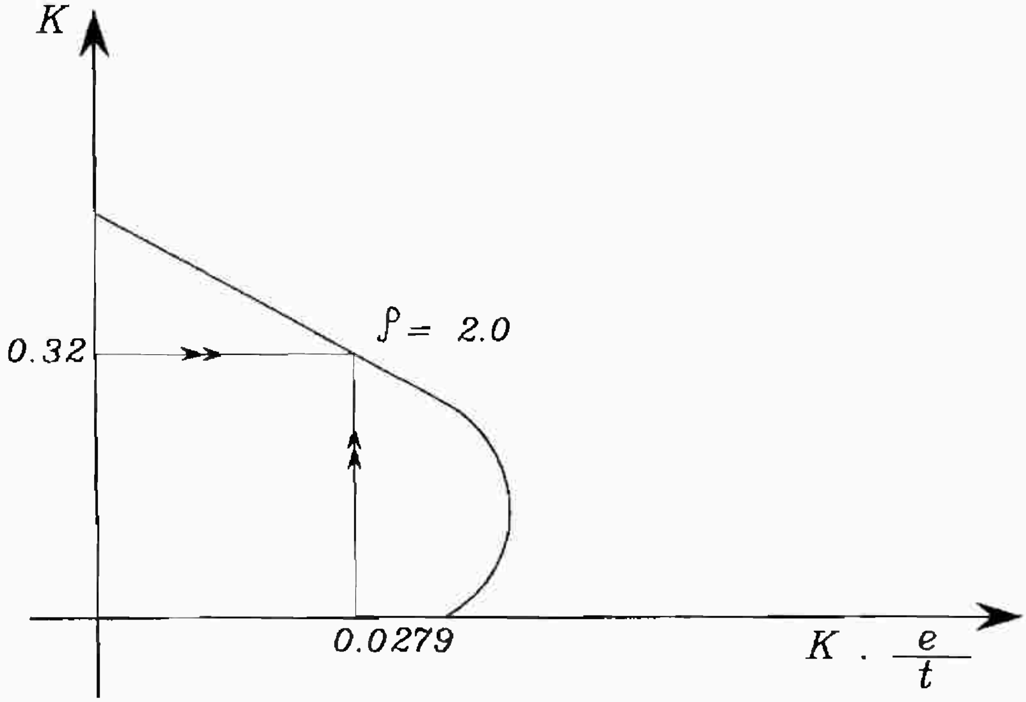


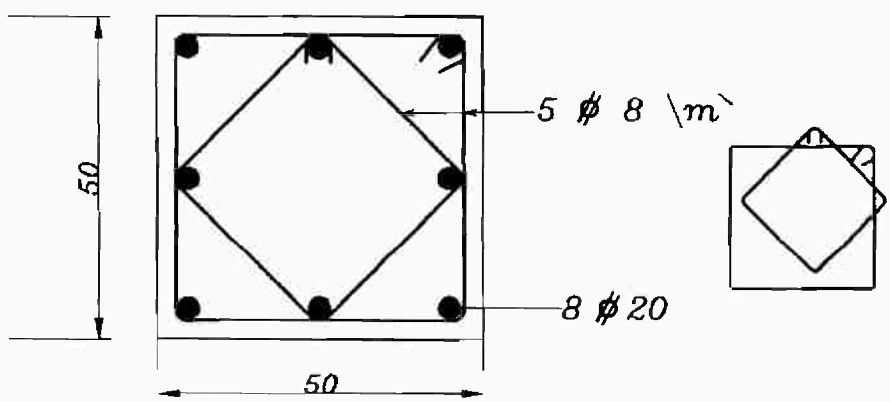




لاحظ أن العمودغير مقيد







تفاصيل القطاع

Example : 17

الموضح بالشكل عمود مقيد braced في كلا الاتجاهين (x , y) معرض لحمل أقصى = ultimate load (p_u) = 290 t .

١ - أدرس حالة الانبعاج buckling conditions في كلا الاتجاهين (y , x) ، ومن ثم قيمة العزوم الإضافية علي العمود إن وجدت .

٢ - صمم العمود مستخدماً منحنيات التفاعل المناسبة interaction Diagrams مع إعطاء كامل تفاصيل القطاع رسماً .

Solution:

Buckling load :

In (x) direction :

Top γ Bottom $t_c = 105 > (t_b = 60)$.

Case (2) .

K = 0.85 (table 6 – 9) E.C .

$$\lambda_t = \frac{KH_o}{t} = \frac{0.25 * 5.4}{1.05} = 4.37 < 15 \rightarrow (table.6-7)$$

no additional B.M due to buckling .

In (y) direction :

Top γ Bottom $b_c = 25 > (t_b = 60cm)$.

Case (1)

K = 0.75 (table 6 – 9) E.C . $H_e = KH_o = 405$.

$$\lambda_b = \frac{He}{b} = \frac{405}{25} = 16.2 > 15 \rightarrow (table.6-7).$$

$$< 30 (table.6-8).$$

$$\delta = \frac{\lambda_b^2 b}{2000} = \frac{(16.2)^2 \times 25}{2000} = 3.28cm. > 0.05t > 2cm.$$

$$M_{add} = P_u.\delta = 290 * 0.0328 = 9.51mt.$$

Design:

$P_u = 290$ t $\qquad M_{u\,add} = 9.51$ m.t $\qquad b = 25$ cm .

(using interaction diagram chart n° 38)

$$\eta = \frac{20}{25} = 0.8.$$
$$f_y = 3600kg/cm^2$$
$$\propto = 1.00.$$

$$K = \frac{P_u}{f_{cu}.t.b} = \frac{290 * 1000}{250 * 105 * 25} = 0.442$$

$$\frac{M_u}{f_{cu}t.b^2} = \frac{9.51 * 10^5}{250 * 105 * (25)^2} = 0.058$$

$$p = 3.6.$$
$$\mu = pf_{cu}10^{-5} = 0.9\%.$$

$$A_s = A_s^- = \frac{0.9}{100} * 25 * 105 = 23.63cm^2.$$
use $5\Phi 25$ *on each side*