٢ -١ : تعريف الأحمال.

الأحمال هي مجموعة القوى التي يصمم المنشأ ليتحملها ، ويقصد بها :

أ) الأحمال المباشرة أي القوى التي يتعرض لها المنشأ عادة وهي :

١) الأحمال الدائمة

٢) الأحمال الإضافية

٣) الأحمال الديناميكية

٤) أحمال الرياح

٥) أحمال الزلازل

ب) الأحمال غير المباشرة وهي الأحمال التي قد يتعرض لها المنشأ كالقوى الناتجة عن :

١) الحرارة

٢) الانكماش

٣) الزحف

٢ -١ -١ : الأحمال الدائمة (Dead Loads)

الأحمال الدائمة هي القوى الدائمة الناتجة عن الجاذبية الأرضية كالأثقال على مختلف أنواعها سواء الأثقال الذاتية أو القوى الجانبية المؤثرة على المنشأ مثل ضغوط الأتربه على الحوائط الساندة ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ وأوزان العناصر المرتكزة عليه بصورة مستديمة كالقواطع والحوائط .....إلخ.

٢ -١ -١ -١ : الحمل الميت للسقف (Slab Dead load)

إن الأحمال الميتة للبلاطات تشتمل على وزن البلاطة الخرسانية مضافا إليها وزن الأرضيات

أ) **وزن البلاطة الخرسانية** (Own Weight of slab - O.W of slab) =

مساحة البلاطة (A) × سمك البلاطة (t) × كثافة الخرسانة المسلحة (γ_c) .

ومن المعلوم أن كثافة الخرسانة المسلحة = ٢,٥ طن/م٣ ($\gamma_c = 2.5\ t/m^3$)

$$O.W\ of\ slab = A \times t \times \gamma_c \text{، i.e}$$

ومساحة البلاطة (A) سوف تؤخذ مساوية ١,٠ متر مسطح لتعميم الحل .

$$O.W\ of\ slab = 1.0 \times t \times 2.5$$

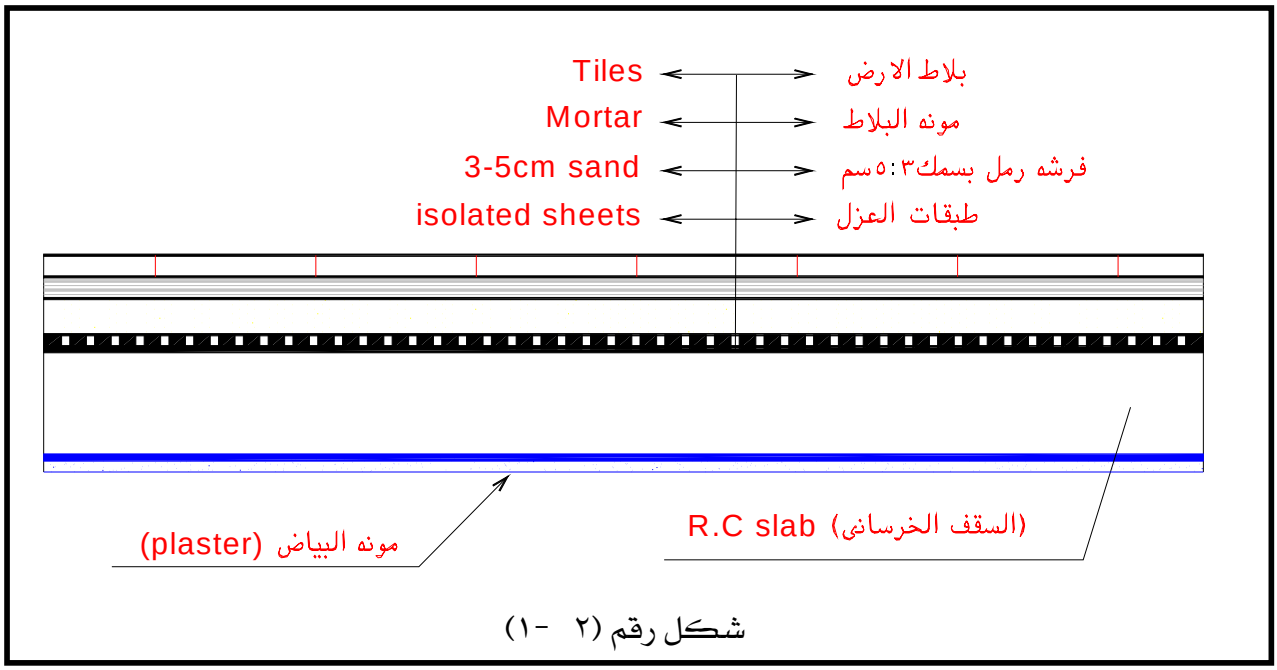
والجدول رقم (٢ -١) يبين الأوزان لوحدة المساحات لسماكات مختلفة من البلاطات شائعة الاستخدام في المباني الخرسانية .

جدول رقم (٢ -١)

سمك البلاطة (سم)	وزن المتر المسطح (كجم)
٨	٢٠٠ كجم/م٢
١٠	٢٥٠ كجم/م٢
١٢	٣٠٠ كجم/م٢
١٤	٣٥٠ كجم/م٢
١٦	٤٠٠ كجم/م٢
١٨	٤٥٠ كجم/م٢
٢٠	٥٠٠ كجم/م٢

ب: وزن الأرضيات

وزن الأرضيات يعتمد على مكوناتها من المواد المختلفة . فإذا كانت الأرضيات تحتوي على بلاط عادي (كما هو شائع الاستخدام في المباني السكنية والإدارية) + ٣ -٥ سم فرشة رمل كما موضح في شكل رقم (٢ -١) فإن وزن الأرضيات = ١٥٠ كجم/م٢



شكل رقم (٢ -١)

أما وزن الأرضيات في الأسطح النهائية فهو يتراوح بين ٢٠٠ -٢٥٠ كجم/م٢ وذلك بسبب أوزان خرسانة الميول ذات التخانةحوالي ٥ سم .

- والأرضيات الخشبية بالحشو الخفيف وزنها = ٦٠ كجم/م٢
- والأرضيات الخشبية بالحشو العادي وزنها = ١٠٠ كجم/م٢
- والأرضيات الفينيل وزنها = ٦٠ كجم/م٢
- والأرضيات الرخام وزنها = ٢٠٠ كجم/م٢

٢ -١ -١ -٢ : الأحمال الدائمة على الكمرات

تشتمل الأحمال الدائمة على الكمرات ما يلي :

أ) الوزن الذاتي للكمرة (Own weight of Beam)

ب) وزن الحوائط المحملة على الكمرات

جـ) الوزن الذاتي لبلاطات الأسقف المحملة على الكمرات (O.W of slab) (سبق شرحها في البند السابق رقم ٢ -١ -١ -١) .

أ) الوزن الذاتي للكمرات

لتعيين وزن الكمرات الذاتي يمكن تقدير عرض الكمرة مساويا لعرض الحائط أعلاها .

وتقدير عمق الكمرة على أساس العلاقة التقريبية بين عمق وبحر الكمرة كالتالي :

عمق الكمرة = t = بحر الكمرة/ ٨ -١٠ Thickness of beam (t) = span / 8-10

للكمرات البسيطة For simple beams choose t = span / 8

للكمرات المستمرة For continuous beams ,, t = span / 10

فمثلا للكمرة التي بحرها = ٦,٠ متر. وعرضها (b) =٠,٢ م وعمقها (t) =٠,٦ م يكون:

وزن الكمرة الذاتي = طولها (L_0) ❖ عرضها ❖ عمقها الصافي ❖ كثافة الخرسانة أي أن:

$$O.W \text{ of beam} = L_0 \times b \times (t - t_s) \times \gamma_c$$

Where;

γ_c = 2.5 t/ m3 , t_s = سمك البلاطة = 10 cm = 0.1 m

L_0 = length of beam (طول الكمرة وعادة يؤخذ ١,٠ متر) =1.0 m

$$O.w. \text{ of beam} = 1.0 \times 0.2 \times (0.6 - 0.1) \times 2.5 = 0.25 \text{ t/m} \quad \text{i.e.}$$

أي أن وزن الكمرة الذاتي = ٠,٢٥ طن / متر طولي

ب أحمال الحوائط

توجد أنواع عديدة من الحوائط المستخدمة في المملكة العربية السعودية وكذلك في الدول العربية . منها ما يلي :

١) حوائط من الطوب الأحمر المفرغ كثافتها $\gamma_{wall} = 0.75:1.0$ t/m3

٢) حوائط من الطوب الأسمنتي المفرغ كثافتها $\gamma_{wall} = 1.20$ t/m3

٣) حوائط من الطوب الخفيف كثافتها $\gamma_{wall} = 0.75:1.2$ t/m3

٤) حوائط من الطوب الليكا كثافتها $\gamma_{wall} = 0.6 :0.8$ t/m3

٥) حوائط من الطوب الأحمرالمصمت(الطفلي أو الطميي) كثافتها $\gamma_{wall} = 1.8$ t/m3

٦) حوائط من الطوب الأسمنت المصمت كثافتها $\gamma_{wall} = 1.5:1.9$ t/m3

وسمك الحوائط الشائعة الاستخدام في المملكة العربية السعودية هي ٢٠ سم . وهناك تخانات أخري ، في بعض الدول العربية والأوربية والأمريكية، هي ١٢، ٢٥ سم .

وللحصول على وزن الحائط للمتر الطولي ، والمؤثر على الكمرة المحمل عليها يمكن استخدام العلاقة التالية:

$$W_{wall} = \gamma_{wall} \times t_{wall} \times 1$$

ملاحظة : لا يتم خصم فراغات الأبواب والشبابيك من حمل الحوائط أثناء التصميم وذلك لزيادة الأمان لاحتمال قيام السكان بحشو أحد الأبواب أو الشبابيك بالحوائط وذلك لإلغائه بحالة مؤقتة أو مستديمة .

٢ -١ -٢ : الأحمال الحية (Live Loads)

يمكن تعريف الأحمال الحية وتصنيفها كالتالي :

١) أحمال حية استاتيكية والتي يمكن نقلها من مكان إلى آخر كأثاث البيوت والأجهزة والآلات الإستاتيكية غير المثبتة والمواد المخزونة .

٢) أثقال الأشخاص مستعمل المنشأ. .شرط أن يؤخذ بعين الاعتبار في تقدير هذه الأثقال ،التأثير الدنياميكي ، في حالة وجوده ، كما يحدث في صالات الإجتماعات وملاعب كرة القدم على سبيل المثال .

٣) أحمال قد يتعرض لها المنشأ أثناء مراحل التنفيذ مثل أوزان الشدات والأوناش والمعدات المستخدمة.

٢ -١ -٢ -١ : الحمل الإضافي المكافئ للحوائط الخفيفة على الأسقف .

في حالة وجود حوائط داخلية فاصلة خفيفة على الأسقف المسلحة يمكن الإستعاضة عن حمل الحائط والمؤثر على خط طولي بحمل منتظم موزع على السقف ويتراوح قيمة هذا الحمل من ٧٥ -١٢٥ كجم/م٢ ، إذا كان وزن المتر المربع من الحائط والبياض يتراوح بين ١٠٠ -١٥٠ كجم/م٢ .

ملاحظة : إذا كان الحمل الحي المؤثر على بلاطة السقف أكثر من ٥٠٠ كجم/م٢ لا يؤخذ في الاعتبار تأثير هذه القواطيع (الحوائط الداخلية) و لا يضاف شيء إلى الحمل .

في الجدول التالي رقم (٢ -٢) قيم الأحمال المناسبة للأحمال الحية منتظمة التوزيع على المباني المختلفة كل مبنى حسب طبيعة استخدامه من مبنى سكني إلى مستشفى إلى مدرسة إلى مبنى مكاتب ..... الخ. وقد أخذت هذه القيم طبقا للائحةالإنجليزية BS 8110 (مرجع رقم١) وكذلك اللائحة المصرية (الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشأت الخرسانية مرجع رقم (٦)).

جدول رقم (٢ -٢) الأحمال الحية (أحمال التشغيل الحية(working life loads)

مسلسل	نوع المنشأ	الأحمال الحية كجم/م٢
١	**الأسطح النهائية:**	
	أ) أسطح مائلة غير قابلة للصعود عليها (أي غير مستخدمة)	٥٠
	ب)أسطح أفقية غير قابلة للصعود عليها (أي غير مستخدمة)	١٠٠
	جـ)أسطح أفقية قابلة للصعود عليها في مباني سكنية	٢٠٠
	د) أسطح أفقية قابلة للصعود عليها في مباني عامة	٤٠٠
٢	**مباني سكنية :**	
	أ)الغرف السكنية	٢٠٠
	ب)السلالم والشرفات (البلكونات)	٣٠٠
٣	**المباني الإدارية:**	
	أ)غرف المكاتب	٣٠٠
	ب)السلالم والشرفات (البلكونات)	٤٠٠
	جـ)غرف المستودعات (المخازن)	٥٠٠ -١٠٠٠
٤	**المدارس:**	
	أ)الفصول المدرسية (قاعات الدروس)	٣٠٠

	ب)السلالم والطرقات والمعامل	٤٠٠
	جـ)المكتبات وقاعات الألعاب	٥٠٠
٥	**المستشفيات :**	
	أ) الغرف الصغيرة (غرف علاج المرضي)	٣٠٠
	ب) الغرف الكبيرة والسلالم والطرقات والبلكونات وعنابر علاج المرضى	٤٠٠
	جـ) غرف العمليات الجراحية	٣٠٠ -٥٠٠
	د) غرف الأشعة	٥٠٠ -٨٠٠
٦	**القاعات والصالات:** (Halls) :	
	أ) غرف القاعات ذات المقاعد الثابتة	٥٠٠
	ب) غرف القاعات والإجتماعات بدون مقاعد ثابتة	٦٠٠
٧	**المحلات التجارية (المستودعات)**	
	أ) المحلات الصغيرة (محلات البيع بالقطاعي)	٥٠٠ أو أكثر
	ب) المحلات الكبيرة(محلات البيع بالجملة والمخازن) حسب نوع المواد والآلات المخزنة .	١٠٠٠ أو أكثر
٨	**الفنادق :**	
	أ)غرف النزلاء	٢٠٠
	ب)غرف الخدمة العامة والسلالم والطرقات والمطاعم	٤٠٠
٩	**المكتبات:**	
	أ) غرف الإطلاع	٤٠٠
	ب) غرف الحفظ للكتب	١٠٠٠
١٠	**الجراجات :**	
	أ) السيارات الصغيرة (بارتفاع صافي عند المداخل لا يزيد عن ٢,٤ م	٣٠٠
	ب) الحافلات وسيارات السياحة	٤٠٠
	جـ) طرقات الجراج	٥٠٠

٢ -١ -٢ -٢: تخفيض الأحمال الحية (الاضافية) في الأبنية متعددة الطوابق

تنص المواصفات القياسية الأمريكية وغيرها على تخفيض الأحمال الحية في الأبنية متعددة الطوابق طبقا للآتي:

أ) لا يسمح بالتخفيض للمباني المعدة للسكن أو الفنادق إذا كان عدد الطوابق لا يزيد على خمسة أو إذا كانت مستعملة دكاكين أو أماكن تجارية أو مستودعات أو مخازن أو مشاغل أو مدارس أو أماكن عامة أخري.

ب) في الأبنية المعدة للسكن ذات الطوابق العالية (أكثرمن خمسة) وفي حالة تحميلها بأحمال حية (أحمال إضافية) متساوية، على ألا يكون هناك شروط بفرض الأحمال الإضافية القصوى على جميع الطوابق في نفس الوقت يراعي في حساب الأحمال على نقط الإرتكاز كالجدران والأعمدة والأساسات قيم تخفيض الأحمال الحية الموضحة في الجدول رقم (٢ -٣)

حيث P تمثل قيمة الحمل الحي (الإضافي) على الأسقف.

جدول رقم (٢ -٣) قيم تخفيض الحمل الحي في المباني السكنية ذات الطوابق أكثر من خمسة

موقع السقف	قيم الحمل الإضافي بعد التخفيض
السقف الأعلي (أو السطح)	P
السقف الأول تحت السطح	P
السقف الثاني تحت السطح	0.9P
السقف الثالث تحت السطح	0.8P
السقف الرابع تحت السطح	0.7P
السقف الخامس تحت السطح	0.6P
السقف السادس تحت السطح	0.5P

ويحتفظ بمعامل التخفيض (0.5P) لكل من الطوابق الباقية

٢ -٢: الأحمال التصميمية (Design Loads)

٢ -٢ -١: أحمال التشغيل (Working Loads)أو الحمل المميز

تعرف أحمال التشغيل بأنها الأحمال المنتظر حدوثها تحت ظروف التشغيل والتي تكون إحتمالات الزيادة في قيمتها لا تتعدى ٥٪ وذلك بناءا على نتائج إحصائية. وتؤخذ هذه الأحمال طبقا لما سبق شرحه

في هذه الوحدة وتشمل الأحمال الدائمة والحية (وكذلك ضغط الرياح والأتربة والسوائل ..وغيرها). وهذه الأحمال هي التي تستخدم عادة في التصميم بطريقة إجهادات التشغيل. (Working Stress Design Method) ويرمز لها بالرموز التالية:

أ) الحمل الميت (Dead Load) ويرمز له بالرمز ,,D,,

ب) الحمل الحي (live loads) ويرمز له بالرمز ,,L,,

٢ -٢ -٢ : الأحمال القصوى (Ultimate loads)

يتم الحصول على الأحمال القصوى عن طريق ضرب أحمال التشغيل (المعرفة في البند رقم (٢ -٣ - ١)) في معاملات زيادة الأحمال كالتالي:

١) في العناصر المعرضة لأحمال حية والتي يمكن فيها إهمال تأثير الرياح والزلازل يؤخذ الحمل الأقصى (تبعا للائحة الأمريكية ASCI كالتالي:

$$U = 1.4\ D + 1.7\ L \qquad (2\text{-}1)$$

حيث D = الأحمال الدائمة Dead Loads

L = الأحمال الحية Live loads

٢) في حالة ما إذا كان الحمل الحي لا يزيد عن ٠,٧٥ من قيمة الأحمال الدائمة يمكن أخذ قيمة الأحمال القصوى :

$$U = 1.5\ (D + L) \qquad (2\text{-}2)$$

٣) في العناصر المعرضة لأحمال حية بالإضافة إلى الأحمال الناشئة عن الضغوط الجانبية نتيجة للسوائل أو الأتربة يكون الحمل الأقصى كالتالي :

$$U = 1.4\ D + 1.7\ (E + L) \qquad (2\text{-}3)$$

حيث E = الحمل الجانبي (Lateral Load)

وبشرط ألا تقل قيمة U عن القيمة المعطاه بالمعادلة رقم (2-1)

التحليل الإنشائي
Structural Analysis

٣ -١ : التعريف والتصنيف

ينقسم التحليل الإنشائي ب استخدام طريقة إجهادات التشغيل لأي منشأ خرساني إلى قسمين كالتالي:

١ - القسم الأول

تحليل العضوالإنشائي Member Analysis

مثال ذلك، تحليل بلاطات السقف (slabs) وتحليل الكمرات (Beams) وتحليل الأعمدة الخرسانية (Columns) وكذلك الأساسات (Footings). وذلك لأن أى مبنى خرسانى ينقسم إلى الأعضاء التالية :

١) بلاطات السقف Slabs
٢) الكمرات Beams
٣) العوارض Girders
٤) الأعمدة Columns
٥) الأساسات Footings

٢ - القسم الثاني

تحليل قطاعات العضو الإنشائي Section Analysis

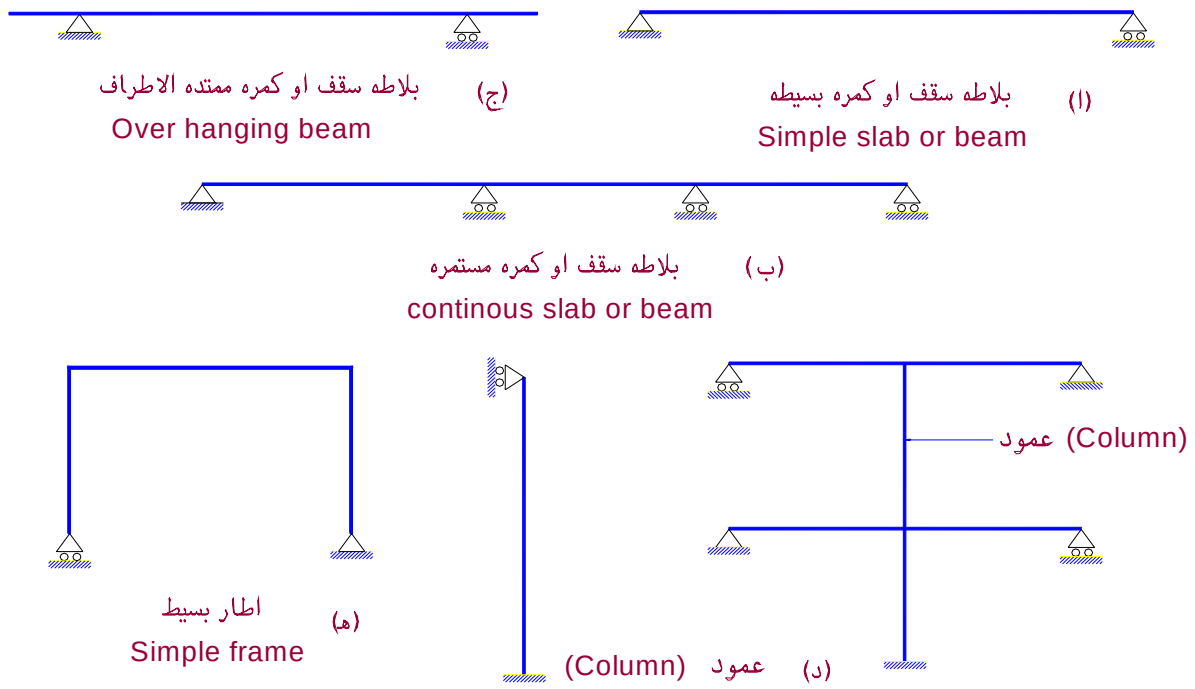
إن تحليل قطاعات أى عضو إنشائى هو عبارة عن تحليل وتصميم القطاعات الحرجة فى هذا العضو تحت تأثير القوى المختلفة المؤثرة عليه . مثال ذلك القوة المحورية – قوة القص وعزوم الإنحناء والإلتواء ..الخ

وتوجد أشكال كثيرة للقطاعات الخرسانية مثال ذلك : -

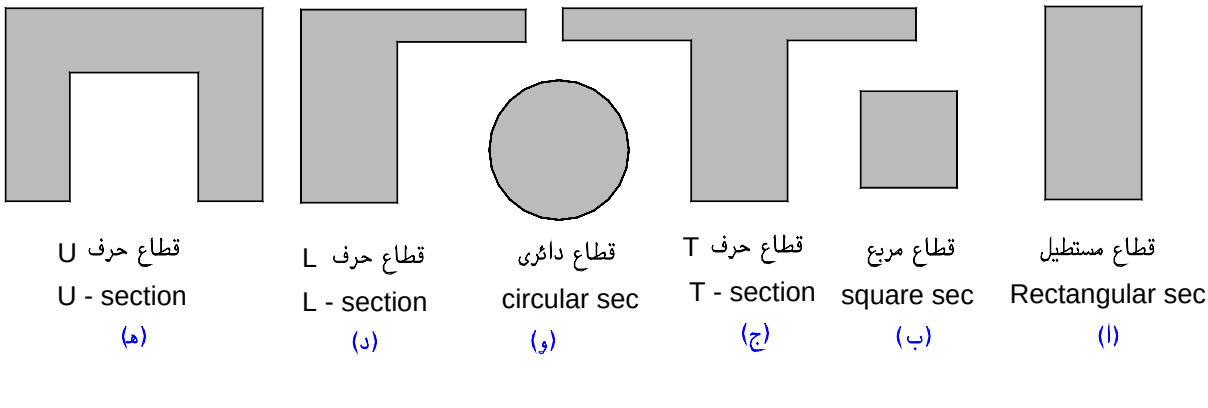
قطاع مستطيل، مربع ، مستدير ، حرف T ، حرف L وحرف U

والشكل رقم (٣ -١) يوضح أشكال الأنظمة والأعضاء الإنشائية المختلفة.

أما الشكل رقم (٣ -٢) يوضح أشكال القطاعات الإنشائية المختلفة.



شكل رقم (٣ -١) بعض الأنظمة والأعضاء الإنشائية



شكل رقم (٣ -٢) الأشكال المختلفة للقطاعات الخرسانية

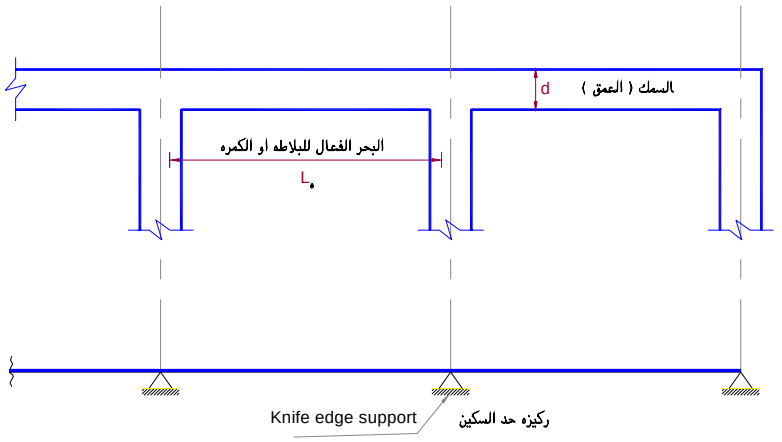
٣ -٢ : التحليل الإنشائي للعضو الخرساني

تعتبر نقطة بداية أي مشكلة تصميم إنشائي هي اختيار النظام الإنشائي Statically System اللازم لحمل المنشأ الخرساني وتوصيل أحماله إلى الأرض. وسوف نوضح فيما يلي التحليل الإنشائي لبعض البلاطات أو الكمرات.

تحليل البلاطات أو الكمرات

٣ -٢ -١: فروض أساسية : -

سوف نعتبر أي ركيزة لكل من العضو الإنشائي (البلاطة أو الكمرة) على أنها ركيزه حد السكين (Knife Edge Support) كما هو مبين بالشكل رقم (٣ -٣) وذلك لمعرفة أن هذا العضو عبارة عن بلاطة أو كمرة بسيطة الإرتكاز أو مستمرة وجميع ركائزها دعامة معلقة لا تنقل عزوم ولكن تنقل قوى رأسية وأفقية فقط .



شكل رقم (٣ -٣)

٣ -٢ -٢ : طرق التحليل الإنشائي

تعتبر نظرية المرونة الخطية (Linear Elastic Theory) في التحليل الإنشائي شائعة الاستخدام لكل من البلاطات والكمرات. والطرق المعروفة والمشهورة في التحليل الإنشائي ب استخدام نظرية المرونة هي كما يلي :

أ) طريقة معادلة العزوم الثلاثة Three Moment Equation

ب) طريقة الشغل الإفتراضـــي Virtual Work Method

جـ) طريقة توزيع العـــــــزوم Moment Distribution

والتحليل المرن (ب استخدام نظرية المرونة) لأي كمرة يمكن تطبيقه فقط إذا كانت الكمرة لها نسبة العمق (d) إلى البحر الفعال (l_o) لاتزيد عن ٠,٨ للكمرات البسيطة ، ٠,٤ للكمرات المستمرة

i.e $d / l_0 < 0.8$ for simple beams.
$d / l_0 < 0.4$ for continues beams.

وإذا زادت النسبة عن هذه الحدود فتعتبر الكمرة على أنها كمرة عميقة (Deep Beam) ونقوم بتحليلها بطرق أخري تعتمد على نظرية اللدونة (Plastic Analysis) أو التحليل الغير خطي للكمرات.

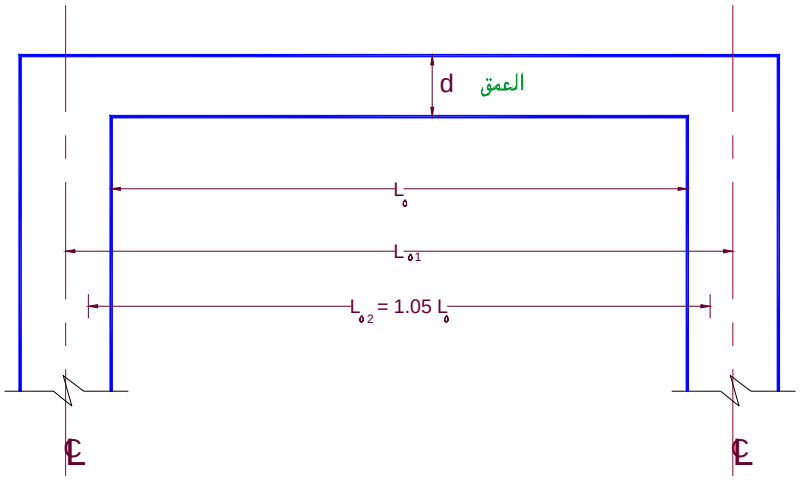
٣ -٣: البحر الفعال للبلاطات و الكمرات (Effective Span l_0)

أ) للبلاطات أو الكمرات بسيطة الإرتكاز

يؤخذ البحر الفعال للكمرة أو البلاطة بسيطة الإرتكاز على أنه يساوي القيمة الأقل من الآتي: -

- المسافة بين محاور الركائز أو الدعامات l_{01}
- أو يقدر بنحو ١,٠٥ من البحر الصافي $l_{02} = l_0 \times 1.05$
- أو يقدر بـــ $l_{03} = l_0 + d$

حيث d = العمق الفعال للكمرة ـــ انظر الشكل رقم (٣ -٤)



شكل رقم (٣ -٤) البحر الفعال للبلاطة أو الكمرة

ب) للبلاطات أو الكمرات المستمرة.

١) للبلاطات أو الكمرات المستمرة المصبوبة ميليثيا (في نفس الوقت) مع الركائز (أي أن الوصلات بينهما قوية (Rigid Connections)) فيؤخذ البحر الفعال مساويا للقيمة الأقل من القيم الآتية: -

- المسافة بين محاور الركائز l_{01} = Centerline to Centerline of Supports
- أو يقدر بقيمة ١,٠٥ من البحر الصافي $l_{02} = 1.05 \times l_0$

٢) للبلاطات أو الكمرات المستمرة والمحملة مباشرة على حوائط عادية (مباني من الطوب الحامل بدون أعمدة – أي أن المبنى حوائط حاملة) . في هذه الحالة يؤخذ البحر الفعال مساويا للقيمة الأقل من المسافات بين محاور الركائز أو مساويا البحر الصافي مضافا إليه عمق الكمرة .

L_{03} = Distance from Centerline to Centerline

Or $L_{03} = l_0 + d$

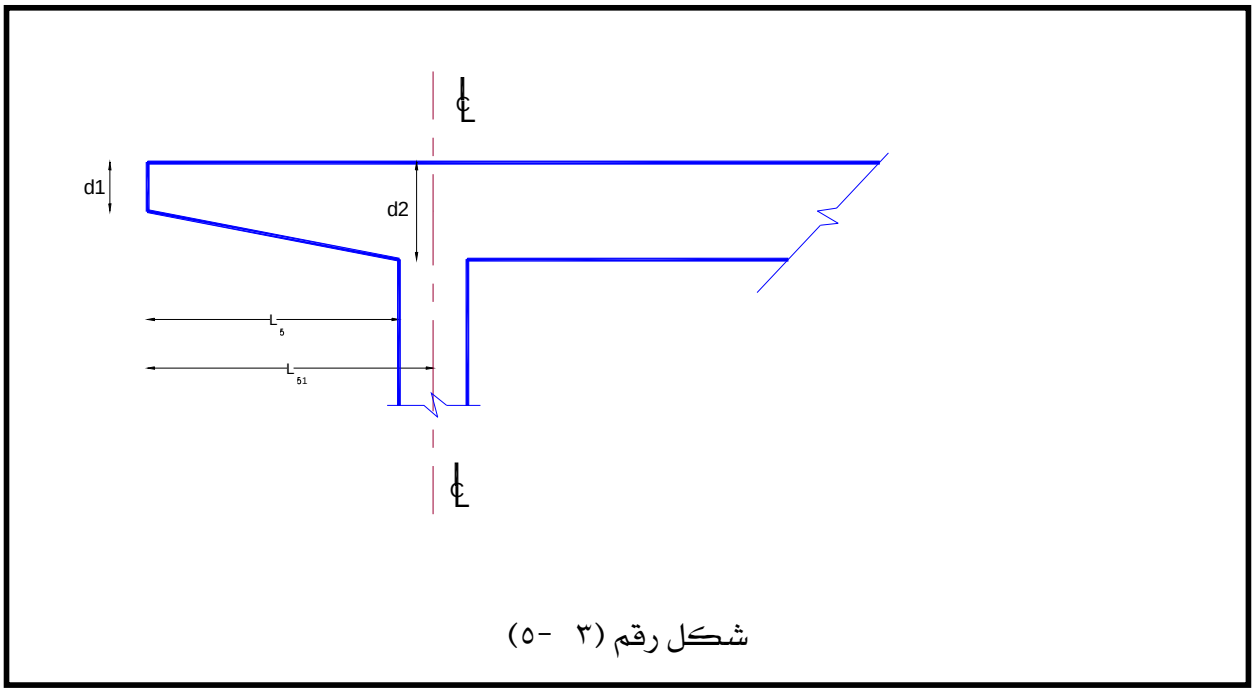
جـ) البحر الفعال للكوابيل

يؤخذ البحر الفعال للكوابيل القيمة الأقل من القيم الآتية :

- طول الكابولي محسوبا من محور الركيزة (l_{01})
- أو طول البحر الصافي للكابولي مضافا إليه أقصى عمق للكابولي أي أن : -

$L_{02} = l_0 + d_2$

انظر الشكل رقم (٣ -٥)



شكل رقم (٣ -٥)

٣ -٤ : حساب ردود الأفعال الإنفعالية للمنشأ (Straining Actions)

مصطلح ردود الأفعال الإنفعالية (Straining Actions) يطلق على القوى المحورية (Normal Forces) وقوى القص (Shear Forces) وعزوم الإنحناء (Bending Moments) الموجودة والمؤثرة على أي قطاع من قطاعات أعضاء المبنى الخرساني نتيجة تأثير الأحمال والقوي الخارجية . وبعبارة أخري فإن ردود الأفعال الإنفعالية هي القوى الداخلية وردود أفعال المنشأ الخرساني نتيجة القوى الخارجية المؤثرة عليه .

وفي الفقرات التالية من هذه الوحدة سوف نناقش الطرق المختلفة في حساب القوى المحورية (N) وقوى القص (Q) وعزوم الإنحناء (M) في بعض أنواع البلاطات والكمرات بسيطة الإرتكاز أو المستمرة أو ذات الكوابيل.

١) بلاطة أو كمرة بسيطة (ذات بحر واحد) Simple Slab or Simple Beam

حيث أن الأحمال المؤثرة (D.L + L.L) رأسية وموزعة بانتظام على البلاطة أو الكمرة وعلي ذلك يكون:

- القوي المحورية (N) = صفر
- قوي القص (Q) تحسب من المعادلة التالية:

$$Q = K_q \times w_t \times L \qquad (3\text{-}1)$$

حيث K_q = معامل القص (shear factor) = ٠,٥ انظر الشكل رقم (٣ -٦ -ب)

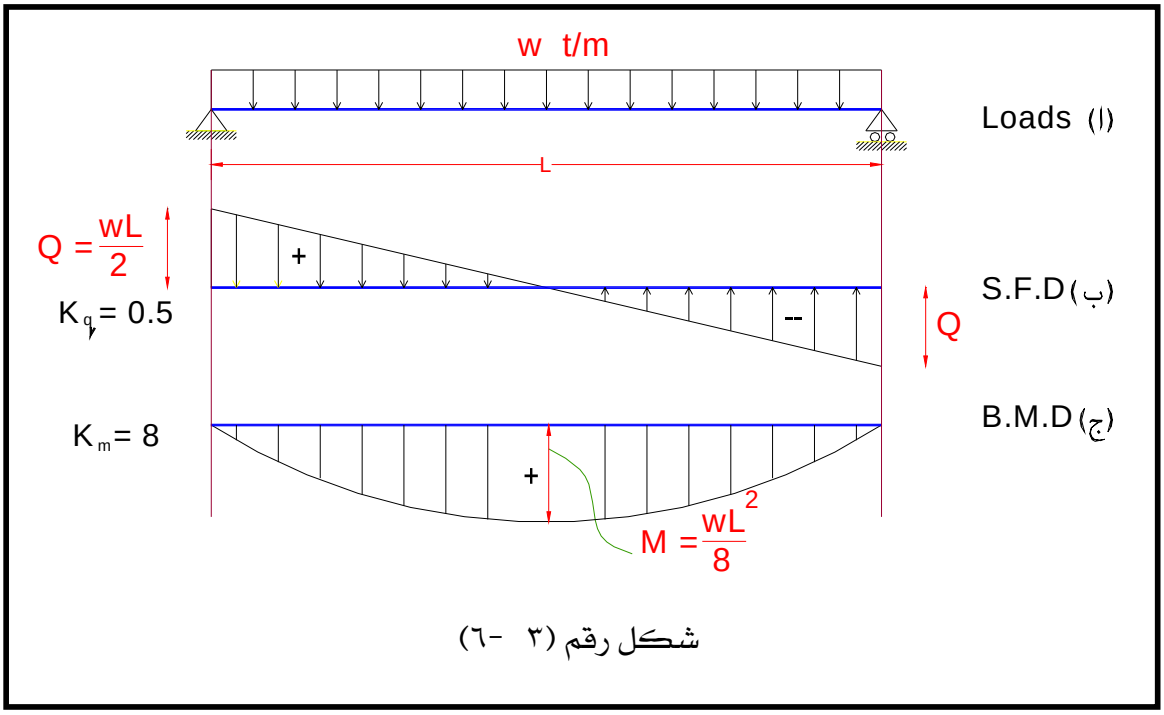
w_t = الحمل منتظم التوزيع Uniformly Distributed Load (D.L +L.L)

L = بحر البلاطة أو الكمرة Span of Slab or beam

- عزم الإنحناء الأقصى (M) يحسب من المعادلة التالية:

$$M = w \times L^2 / K_m \qquad (3\text{-}2)$$

حيث K_m = معامل العزوم (moment factor) = ٨ انظر الشكل رقم (٣ -٦ -جـ)



شكل رقم (٣ -٦)

٢) بلاطة أو كمرة بسيطة ممتدة الأطراف Over Hanging Slab or Beam

حيث أن الأحمال المؤثرة (D.L + L.L) رأسية وموزعة بانتظام على البلاطة أو الكمرة وعلي ذلك يكون: القوى **المحورية** (N) = صفر

- **قوي القص** (Q) كالتالي:

نحصل على أقصى قوة قص بتحميل بحر البلاطة أو الكمرة بالأحمال الحية و الدائمة (D.L+L.L) والكوابيل (الأطراف الممتدة) بالأحمال الدائمة فقط (D.L only) .... أو بتحميل بحر الكمرة مع الكوابيل بالأحمال الحية والدائمة (D.L + L.L) انظر الشكل (٣ -٧ -ب).

$$\text{i.e.} \qquad Q = K_q \times w_t \times L \qquad (3\text{-}3)$$

حيث : K_q = معامل القص (shear factor) = ٠,٥ (في هذه الحالة)،

W_t = الحمل منتظم التوزيع نتيجة تأثير (D.L +L.L) Uniformly Distributed Load

L = بحر البلاطة أو الكمرة Span of Slab or beam

- **عزم الإنحناء الأقصى (M)** كالتالي:

أ) نحصل على أقصى عزم انحناء موجب بتحميل بحر البلاطة أو الكمرة بكامل الأحمال (D.L+L.L) ومن ثم تحميل الكوابيل (الأطراف) بالأحمال الدائمة فقط (D.L) انظر الشكل رقم (٣ -٧ -جـ) . وعلي ذلك يكون :

$$\text{Max. } M_{+ve.} = w_t \times L^2/8 - w \times L_1^2/2 \qquad (3\text{-}4)$$

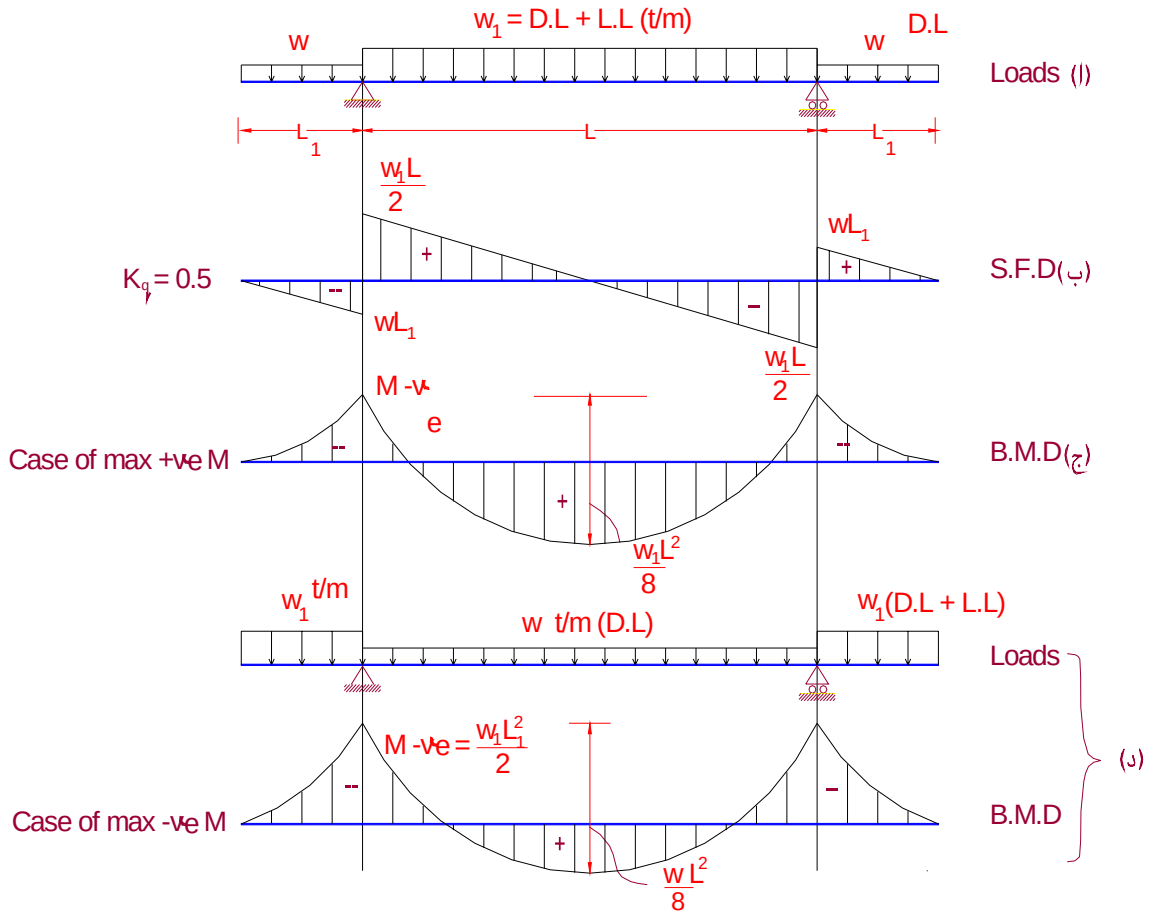
حيث : w_t = الحمل منتظم التوزيع نتيجة الحمل الميت والحمل الحي (D.L+L.L)

w = الحمل منتظم التوزيع نتيجة الحمل الميت فقط (D.L. only)

L = بحر البلاطة أوالكمرة و L_1 = الطول الفعال للكابولي

ب) نحصل على أقصى عزم انحناء سالب بتحميل بحر البلاطة أو الكمرة بالأحمال الدائمة فقط (D.L. Only) ومن ثم تحميل الكوابيل (الأطراف) بكامل الأحمال (D.L+L.L.) انظر الشكل رقم (٣ -٧ - د) وعلي ذلك يكون :

$$\text{Max. } M_{-ve} = w \times L_1^2/2 \qquad (3\text{-}5)$$



شكل رقم (٣ -٧)

٢) **بلاطة سقف أو كمرة مستمرة** Continues Slab or Beam

في حالة البلاطات أو الكمرات المستمرة متساوية العمق والبحر والمعرضة لأحمال منتظمة التوزيع أو تتفاوت فيها قيم البحور بحد أقصى ٢٠٪ يمكن فرض القيم التالية لعزوم الإنحناء وقوى القص.

أولا : البلاطات أو الكمرات ذات البحرين :

عزم الإنحناء الأقصى (M) يساوي :

$$M = w \times L^2 / K_m \qquad (3\text{-}7)$$

حيث K_m = معامل العزوم (moment factor) انظر الشكل رقم (٣ -٨)

L = البحرالفعال للبلاطة أو الكمرة Effective Span of Slab or beam

قوي القص (Q) تساوي

$$Q = K_q \times w_t \times L \qquad (3\text{-}6$$

حيث K_q = معامل القص (shear factor) انظر الشكل رقم (٣ -٩)

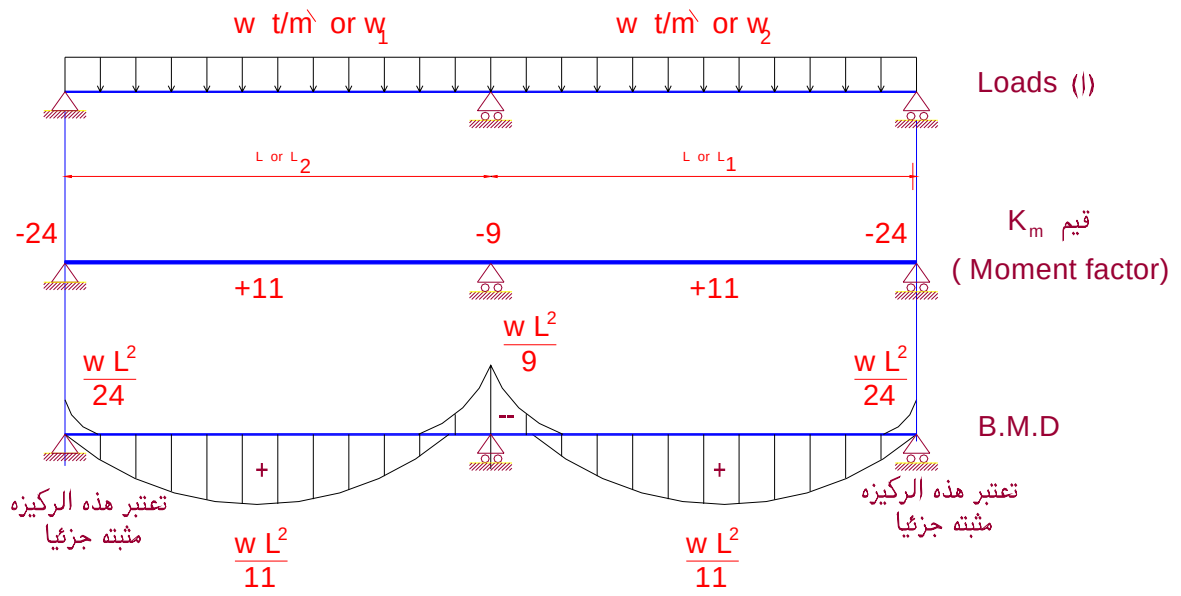
w_t = الحمل منتظم التوزيع نتيجة الحمل الميت والحمل الحي (D.L+L.L)

L = البحرالفعال للبلاطة أو الكمرة Effective Span of Slab or beam

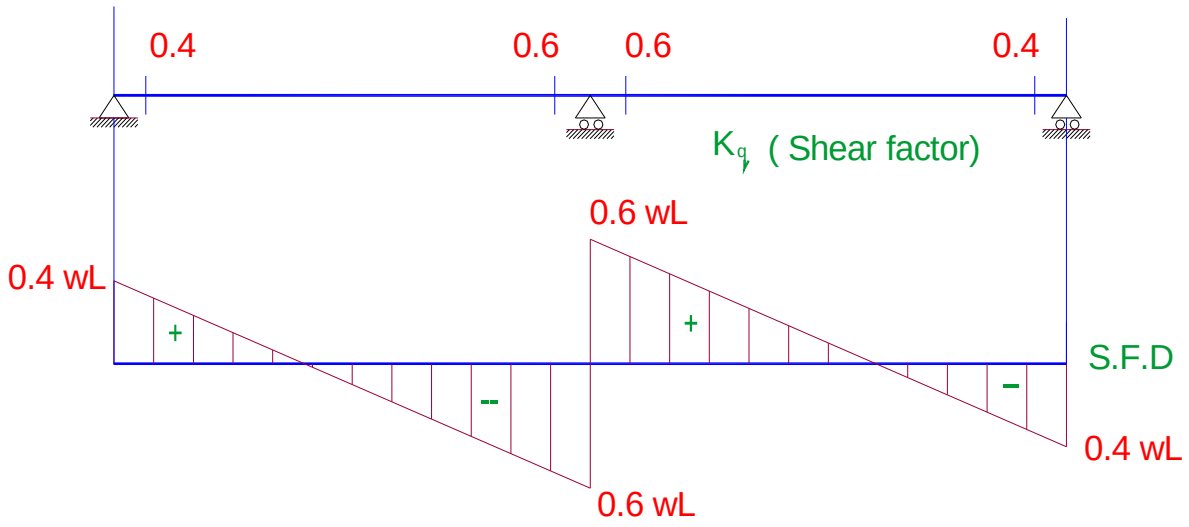
ملحوظة: في حالة اختلاف البحرين، بشرط أن تتفاوت قيم البحور بحد أقصى ٢٠٪، تؤخذ L متوسط البحرين L_1 و L_2 أي أن :

$$L = (L_1 + L_2) / 2 \qquad \text{and, } w_t = (w_{t1} + w_{t2}) / 2$$

Where, $L_1 < 1.2\ L_2$ or, $L_2 < 1.2\ L_1$



شكل رقم (٣ -٨) منحني ومعامل العزوم



شكل رقم (٣ -٩) منحني ومعامل القص

ثانيا : البلاطات أو الكمرات المكونةمن أكثر من بحرين .

- **قوى القص (Q) تساوي**

$$Q = K_q \times w_t \times L \qquad (3\text{-}8)$$

حيث K_q = معامل القص (shear factor) ٠ انظر الشكل رقم (٣ -١٠)

w_t = الحمل منتظم التوزيع نتيجة الحمل الميت والحمل الحي (D.L+L.L)

L = البحرالفعال للبلاطة أو الكمرة Effective Span of Slab or beam

- **عزم الإنحناء الأقصى (M) يساوي:**

$$M = w \times L^2 / K_m \qquad (3\text{-}9)$$

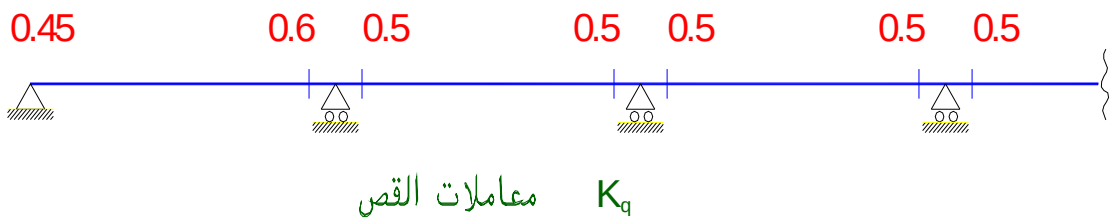
حيث K_m = معامل العزوم (moment factor) انظر الشكل رقم (٣ -١١) و (٣ -١٢)

L = البحرالفعال للبلاطة أو الكمرة Effective Span of Slab or beam

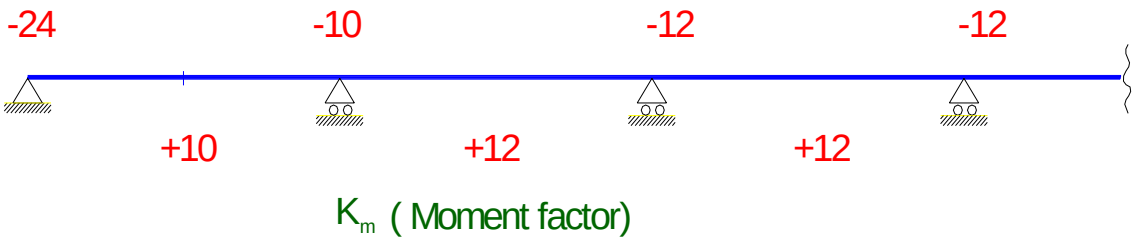
ملحوظة: في حالة اختلاف البحور، بشرط أن تتفاوت قيم البحور بحد أقصى ٢٠٪، تؤخذ L متوسط لبحرين المتجاورين L_1 و L_2 أي أن :

$$L = (L_1 + L_2) / 2 \qquad \text{and, } w_t = (w_{t1} + w_{t2}) / 2$$

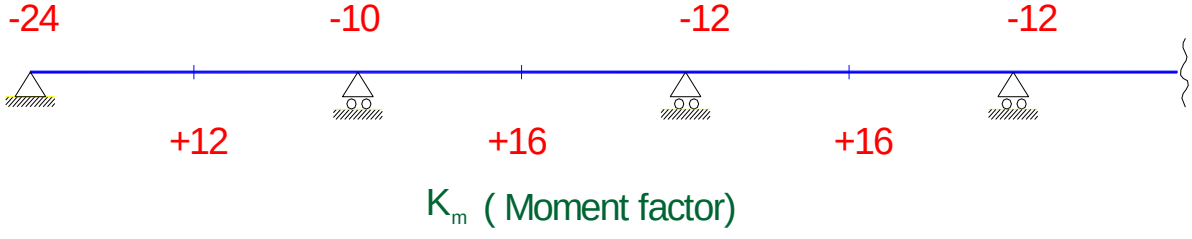
Where, $L_1 < 1.2\ L_2$ or, $L_2 < 1.2\ L_1$



شكل رقم (٣ -١٠) معاملات القص في البلاطات والكمرات المستمرة



شكل رقم (٣ -١١) معاملات الإنحناء في البلاطات لمستمرة



شكل رقم (٣ -١٢) معملات الإنحناء في الكمرات المستمرة

٣ -٥: القطاعات الحرجة للعزوم وقوى القص

يتضح من الدراسة الموضحة في ا لبند رقم (٣ -١) أن القيم القصوى لكل من العزوم وقوى القص توضح أماكن القطاعات الحرجة.وهذه الأماكن تختلف باختلاف العضو الإنشائى فمثلا .

أ) في حالة بلاطة أو كمرة بسيطة (ذات بحر واحد) مصبوبة ميليثيا (في نفس الوقت) مع الدعامات:

- يؤخذ القطاع الحرج لقوى القص عند وجه الركائز (انظر الشكل رقم (٣ -٦))
- يؤخذ القطاع الحرج للعزوم عند منتصف البحر.

ب) في حالة بلاطة أو كمرة ممتدة الأطراف.

- يؤخذ القطاع الحرج لقوى القص عند وجه الركائزمن ناحية بحر الكمرة (وليس من ناحية الكابولي) (انظر الشكل رقم ٣ -٧)
- يؤخذ القطاع الحرج للعزوم عند منتصف البحر

جـ) في حالة بلاطة أو كمرة مستمرة (ذات بحرين أو أكثر)

- يؤخذ القطاع الحرج لقوى القص عند وجه الركائز (انظر الشكل رقم (٣ -١٠)
- يؤخذ القطاع الحرج للعزوم الموجبة عند منتصف البحر. وللعزوم السالبة عند وجه الركائز (انظر الشكل رقم (٣ -١١) و (٣ -١٢)

٤ -١: مقدمة

توجد أنواع مختلفة وعديدة، شائعة الإستعمال، من البلاطات الخرسانية المسلحة منها ما يلي :

١) البلاطات المصمتة Solid Slabs
٢) البلاطات المفرغة Hollow Block Slabs
٣) البلاطات المسطحة Flat Slabs
٤) البلاطات المصمتة ذات الأعصاب Waffle Slabs
٥) البلاطات المنشأة بالرفع Lift Slabs
٦) البلاطات سابقة التجهيز Pre-Slabs

في هذه الوحدة سيتم شرح طريقة تصميم البلاطات المصمتة (Solid Slabs) بطريقة إجهادات التشغيل (Working Stress Design Method) وذلك طبقا لما هو وارد في المنهج التفصيلي المعتمد لهذه الحقيبة .

٤ -٢ البلاطات المصمتة (Solid Slabs)

هذا النوع من البلاطات يستخدم عادة في المباني العادية السكنية أوالمباني الإدارية (مثل المكاتب والمدارس والمستشفيات ..... الخ) . وهذا النوع من البلاطات يحتاج إلى كمرات داخلية وخارجية (Beams) وعوارض (girders) للإرتكاز عليها وتتحمل رد فعل البلاطات.

وينقسم هذا النوع من البلاطات إلى قسمين :

أ) بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد One way Solid Slabs
ب) بلاطات مصمتة ذات إتجاهين Two Way Solid Slabs

وسيتم شرح كل نوع بالتفصيل كالتالي : -

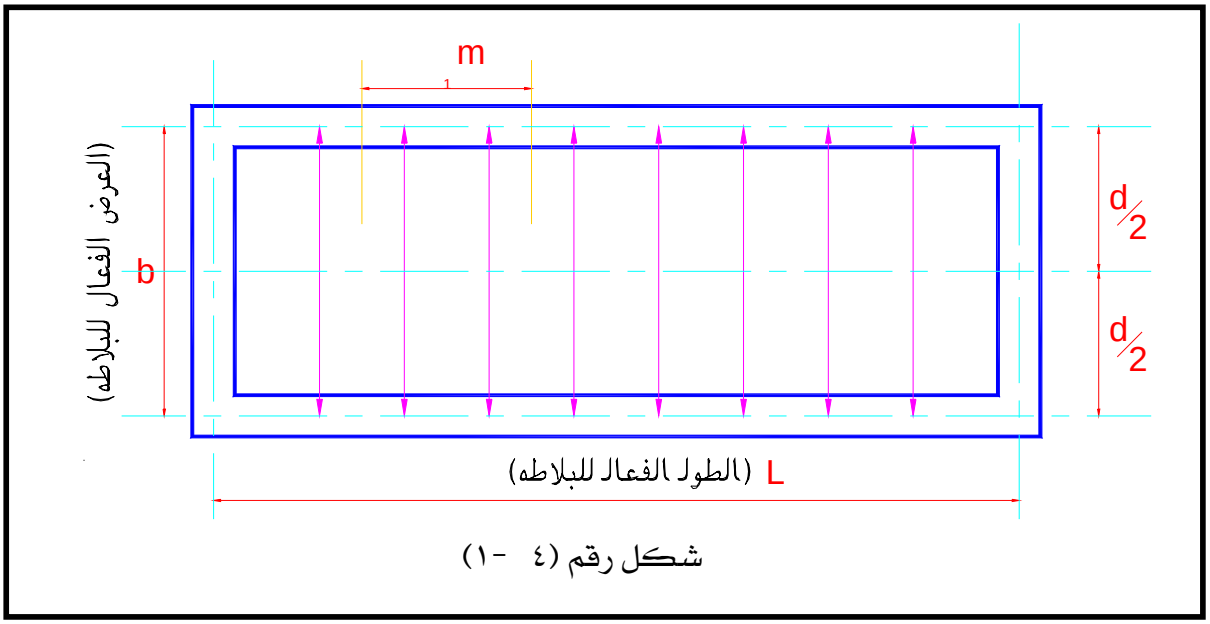
٤ -٢ -١ : البلاطات المصمتة المستطيلة ذات الإتجاه الواحد One way Solid Slabs

تعريف:

إذا كان الطول الفعال للبلاطة المصمتة أكبر من أو يساوي ضعف عرضها الفعال فإن البلاطة في هذه الحالة تسمي بلاطة ذات اتجاه واحد (انظر الشكل ٤ -١)

i.e. $r = L / B \geq 2$ the slab is one way slab

حيث : r تمثل نسبة الإستطالة ، L تمثل الطول الفعال للبلاطة ، B تمثل العرض الفعال للبلاطة



شكل رقم (٤ -١)

من الشكل رقم (٤ -١) يتضح أن الأحمال المؤثرة على البلاطة تتوزع في اتجاه واحد فقط (في الإتجاه القصير للبلاطة أي في اتجاه العرض الفعال) . وعلي ذلك تكون البلاطة المحمولة على ركيزتين (علي كمرتين) بطول الطرفين المتقابلين تسري عليها قواعد البلاطات ذات الإتجاه الواحد .

بناءا على ذلك تحسب البلاطات ذات الإتجاه الواحد على أساس شرائح بعرض وحدة الطول في اتجاه البحر الفعال بين الركيزتين المتقابلتين .

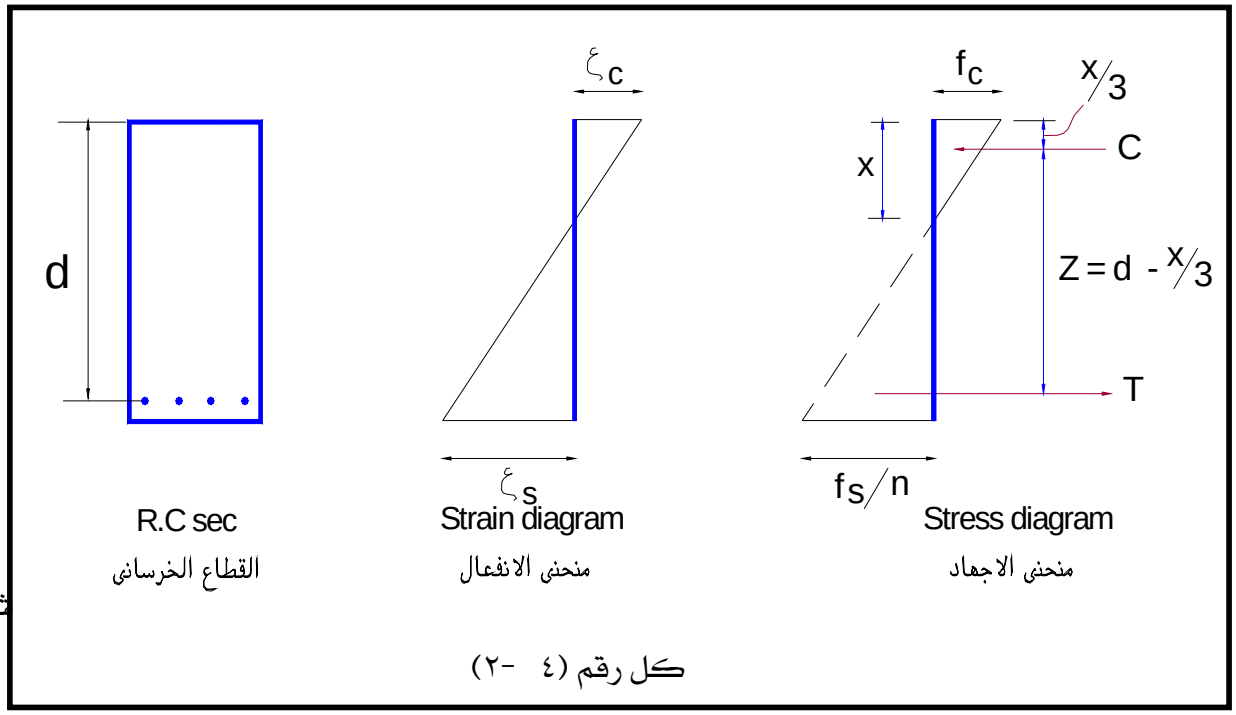
٤ -٣ تحليل القطاع الخرساني ب استخدام طريقة إجهادات التشغيل
Section Analysis by Working Stress Method

تعتبر نظرية برنوللى (Bernoulli theorem) وقانون هوك (Hook's Law) القاعدتان الأساسيتان لنظرية المرونة للمادة المركبة من خرسانه وحديد تسليح . والفروض الأساسية المأخوذه في الاعتبار فى تحليل الخرسانة المسلحة المعرضة لعزوم انحناء تكون كالآتى : .

٤ -٣ -١: تحليل القطاع تحت تأثير عزوم الإنحناء الصافية (Pure Bending Moment or Pure Flexure)

- يتم إهمال مقاومة الخرسانة للشد
- لايوجد أي حركة نسبية لحديد التسليح في الخرسانة (إنزلاق تماسك) (Bond slip)
- الإجهادات في الخرسانة وحديد التسليح تكون داخل النطاق المرن من الصفر إلى إجهادات التشغيل

- القطاعات المستوية (Plane cross sections) للأعضاء قبل التحميل تظل مستوية تحت تأثير الحمل . انظر الشكل رقم (٤ -٢).



شكل رقم (٤ -٢)

وهذه الفروض تؤدى إلى الصيغ المعروفة لإيجاد عمق القطاع الخرسانى وحديد التسليح وهى كالآتى:

المعادلة الأولى : -

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \qquad (4\text{-}1)$$

حيث b = عرض القطاع الخرساني (منطقة الضغط)

d = عمق القطاع الخرساني

k_1 = ثابت يعتمد على كل من إجهاد التشغيل للخرسانة المسموح به (f_c) وإجهاد حديد التسليح المسموح به (f_s). انظر الجدول رقم (٤ -١).

M = أقصى عزم انحناء يؤثر على القطاع الخرساني.

المعادلة الثانية : -

$$A_s = \frac{M}{k_2 \times d} \qquad (4\text{-}2)$$

حيث A_s = مساحة مقطع حديد التسليح المطلوبة لمقاومة عزوم الإنحناء (M)

d = عمق القطاع الخرساني

K_2 = ثابت يعتمد على كل من إجهاد التشغيل للخرسانة المسموح به (f_c) وإجهاد حديد التسليح المسموح به (f_s). انظر الجدول رقم (٤ -١).

M = أقصى عزم انحناء يؤثر على القطاع الخرساني.

٤ -٣ -٢: الشد القطري Diagonal Tension

الشد القطري هو محصلة إجهادات القص الرأسي Vertical Shear وإجهادات القص الأفقي Horizontal Shear.

وعموما لحساب إجهادات القص q فإن :

$$q = \frac{Q}{0.87 \times bd} \qquad (4\text{-}3)$$

حيث q = إجهاد القص في الخرسانة و

Q = قوى القص المؤثرة على القطاع الحرج.

٤ -٣ -٣: قوة التماسك Bond

إجهاد التماسك (Bond Stress) بين الخرسانة وأسياخ التسليح هو الذي يعمل على انتقال الشد من الخرسانة إلى حديد التسليح . وإذا حدث إنزلاق لهذه الأسياخ فإن كل من مقاومة الإنحناء Flexure ومقاومة القص Shear Strength للخرسانة لن تتولد . وعموما يوجد نوعان من إجهادات التماسك .

أ) تماسك الإنحناء Flexure Bond

ب) تماسك الرباط Anchorage Bond

٤ -٣ -٤ : جساءة الإنحناء Flexural Rigidity

إن جساءة الإنحناء (EI) تعتبر خاصية هامة جدا للقطاع الخرساني المسلح، خاصة في حساب تشكيلاتة (الترخيم) Deflection وعموما تؤخذ نسبة معاير مرونة الصلب E_s إلى معاير مرونة الخرسانة E_c كما يلي :-

أ) عند تحديد الأبعاد وحساب الإجهادات $n = E_s / E_c = 15$

ب) عند حساب التشكل المرن Elastic Deformation وعند تحديد القيم غير المحدودة استاتيكيا وكذلك عند تحديد قيم الخرسانة في الشد في العناصر التي تتطلب تحديد الأبعاد الخرسانية للمقطع دون ان تتعدى إجهادات الشد في الخرسانة حدا معينا دون تشرخات ناتجة عن الشد تؤخذ . $n = 10$

جدول رقم (٤ -١) معاملات التصميم للإنحناء

Design coefficients for bending (working Stress Method)

fs	fc	45	50	55	60	65	70	75	80	90	95	100	105
F_s=1000	α	.403	.428	.452	.474	.494	.512	.529	.545	.574	.588	.600	.612
	β	.866	.857	.849	.842	.835	.829	.824	.818	.809	.804	.800	.796
	k_1	.357	.330	.308	.289	.273	.259	.247	.237	.219	.211	.204	.193
	k_2	866	857	849	842	835	829	524	818	809	804	800	796
F_s=1200	α	.360	.385	.407	.428	.448	.467	.484	.500	.529	.543	.555	.567
	β	.880	.872	.864	.857	.851	.844	.839	.833	.823	.819	.815	.811
	k_1	.374	.345	.322	.301	.284	.269	.256	.245	.226	.218	.210	.204
	k_2	1058	1048	1037	1029	1021	1013	1007	1000	988	983	978	973
F_s=1400	α	.325	.349	.372	.391	.411	.429	.446	.462	.491	.504	.517	.529
	β	.892	.884	.876	.870	.863	.857	.851	.846	.836	.832	.826	.824
	k_1	.391	.360	.335	.313	.295	.279	.265	.253	.233	.224	.216	.209
	k_2	1248	1237	1227	1217	1208	1200	1192	1185	1171	1165	1162	1154
F_s=1600	α	.297	.319	.340	.360	.379	.396	.413	.429	.458	.471	.484	.496
	β	.901	.894	.887	.880	.874	.868	.862	.857	.847	.843	.839	.835
	k_1	.408	.375	.347	.324	.305	.288	.274	.261	.240	.230	.222	.214
	k_2	1441	1430	1419	1408	1398	1389	1380	1371	1367	1349	1342	1335
F_s=2000	α		.273	.292	.310	.328	.344	.360	.375	.403	.416	.429	.440
	β		.909	.803	.897	.891	.885	.880	.875	.866	.861	.857	.853
	k_1		.402	.371	.346	.328	.306	.290	.276	.252	.242	.233	.225
	k_2		1818	1898	1793	1782	1771	1769	1750	1731	1723	1715	1706
F_s=2200	α		.254	.273	.290	.307	.323	.338	.353	.380	.393	.406	.417
	β		.915	.909	.903	.898	.892	.887	.882	.873	.869	.865	.861
	k_1		.415	.383	.357	.334	.315	.298	.283	.269	.248	.239	.230
	k_2		2013	2000	1987	1976	1962	1952	1940	1921	1912	1903	1894

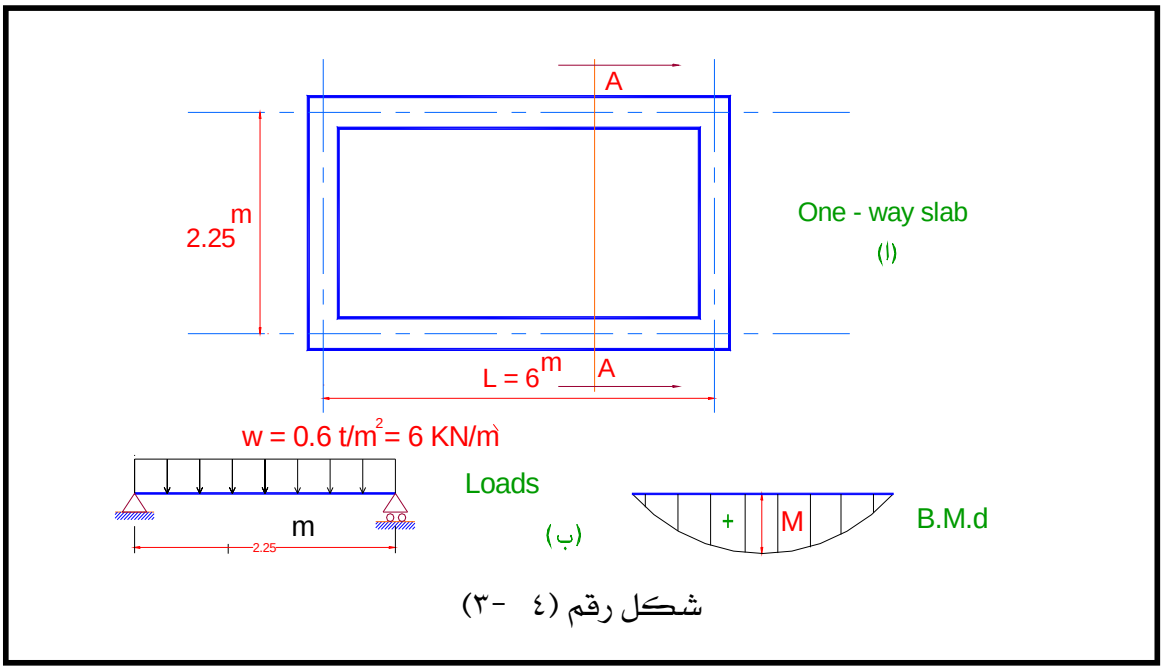
٤ -٣ -٥ أمثلة محلولة

مثال (١): صمم البلاطة ذات الاتجاة الواحد المبينة بالشكل رقم (٤ -٣). إذا كانت هذه البلاطة عبارة عن سطح نهائى أفقى يوصل إليه في مبنى سكني .

الحل

الأحمال الدائمة : Dead loads

بافتراض أن تخانة السقف (t)= ١٠ سم



شكل رقم (٤ -٣)

i.e. Own weight of slab $=1\times1\times t\times\gamma_c = t \times \gamma_c$

$= 0.1\times 2.5 = 0.25\ t/m^2 = 2.5\ KN/m^2$

Flooring (وزن الأرضيات) $= 0.15\ t/m^2 = 1.5\ KN/m^2$

Live Loads (L.L.) (الحمل الحي) $= 0.20\ t/m^2 = 2.0\ KN/m^2$

Total Loads (w_t) (الحمل الكلي) $= 0.60\ t/m^2 = 6.0\ KN/m^2$

Bending Moments (عزوم الإنحناء)

Section A-A:

$$M = w_t \times L^2/8 = 0.6 \times (2.25)^2 / 8 = 0.380\ m.t/m$$

Assume $f_c = 60\ kg/cm^2$ $(f_{cu} = 250\ kg/cm^2)$

And $f_s = 1400\ kg/cm^2$ (mild steel 37)

i.e. From table (4-1)

$k_1 = 0.313$ and $k_2 = 1217$

عند حساب عمق القطاع الخرساني (d) نأخذ شريحة من البلاطة بعرض ١,٠ متر (.b=100cm)

$$d = k_1\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.313\sqrt{\frac{0.380 \times 100000}{100}} = 6.10\ cm.$$

لاحظ أن الحد الأدنى لسمك السقف (t) = ٨ سم . وذلك لمنع تسرب المياه ولإمكانية عزل الصوت وخلافه .

I.e. take $t_{min} = 8.0\ cm.$

$d_{act.} = t - cover = t - (1.5: 2.0\ cm) = 8.0 - 1.5 = 6.5\ cm.$

حساب مساحة مقطع حديد التسليح :

$$A_s main = \frac{M \times 10^5}{k_2 \times d} = \frac{0.380 \times 10^5}{1217 \times 6.5} = 4.8\ cm^2/m$$

Choose 7Ø10 mm/m ($5.5cm^2/m$)

Check: $A_s min = 0.25\%\ A_c = 0.25 / 100 \times 10 \times 100 = 2.5\ cm^2$

i.e. A_s main chosen is okay.

A_s secondary $= 0.20\ A_s$ main $= 0.20 \times 4.8 = 0.96\ cm^2/m$

Choose A_s secondary = 5 Ø 8 mm/m ($2.51\ cm^2$)

ملاحظات : يمكن تلخيص نتائج المثال السابق كالتالي :

١) سمك بلاطة السقف (t) =٨ سم . ويجب ملاحظة أن أقل سمك للبلاطات المصبوبة في موضعها ومعرضة لأحمال استاتيكية هو ٨ سم .

٢) حديد التسليح المطلوب لمقاومة قوى الشد في البلاطة هو عدد ٧ أسياخ قطر ١٠ مم . وتجدر الإشارة هنا إلى أن عدد أسياخ التسليح لا يقل عن خمسة (٥) أسياخ في المتر وأن القطر لا يقل عن ٨ مم

٣) مساحة مقطع الحديد الثانوي لا تقل عن ٠,٢٠ ٪ من مساحة مقطع الحديد الرئيسي .

٤) مساحة مقطع حديد التسليح في أي من الإتجاهين (الرئيسي أو الثانوي) لا تقل عن ٠,٢٥ ٪ من مساحة المقطع الخرساني .

مثال (٢) : -

صمم البلاطة الخرسانية المسلحة المصبوبة مع الكمرات الحاملة لها والمكونة من بحرين متساويين عرض كل منهما ٣,٠٠ متر والبلاطة ذات اتجاه واحد كما هو موضح بالشكل رقم (٤ -٤). مع العلم بأن هذه البلاطة تمثل سقف متكرر في مبنى سكني (الحمل الحي = ٢٠٠ كجم / م٢).

الحل

$$\text{(One way slab)}\ r = \frac{L}{b} = \frac{6}{3} = 2$$

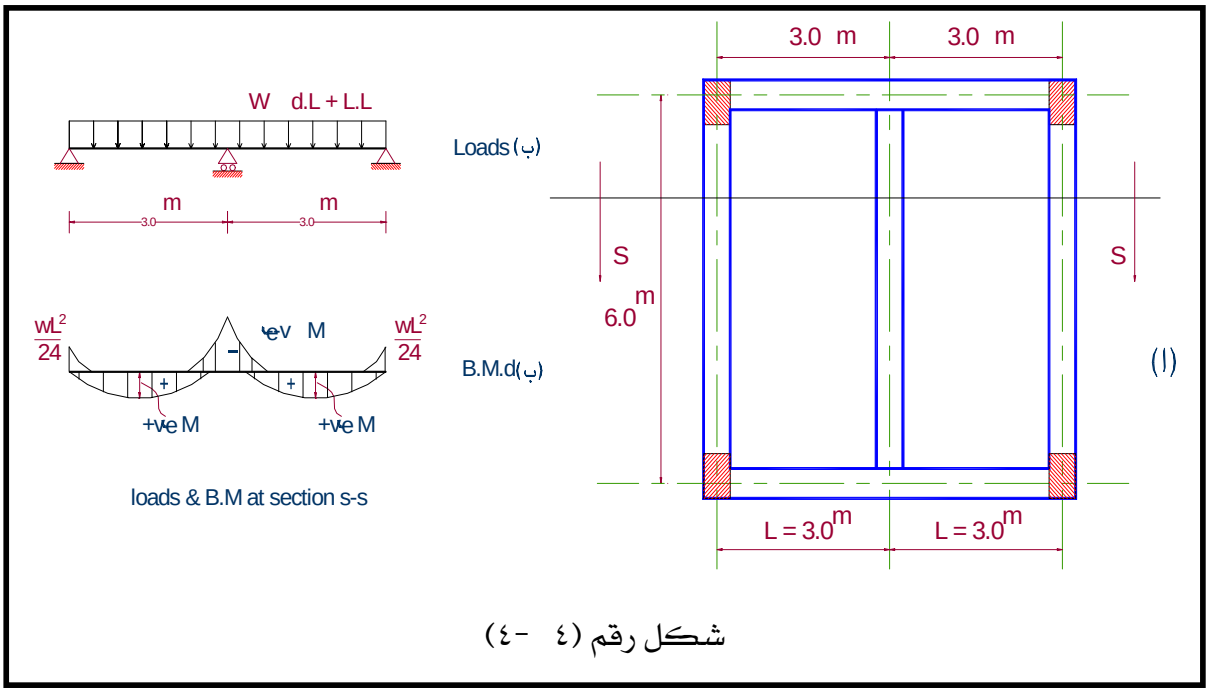
Loads on Slab: assume t_s=10 cm.

O.w. of slab = $0.1 \times 2.5 = 0.25\ t/m^2 = 2.5\ KN/m^2$

Flooring $= 0.15\ t/m^2 = 1.5\ KN/m^2$

L.L. $= 0.20\ t/m^2 = 2.0\ KN/m^2$

Total load w_t = $= 0.60\ t/m^2 = 6.0\ KN/m^2$



شكل رقم (٤ -٤)

Bending Moments:

$$M_{+ve} = \frac{w_t \times l_1^2}{11} = \frac{0.6 \times 9}{11} = 0.49 mt/m$$

$$M_{-ve} = \frac{w_t \times l_1^2}{9} = \frac{0.6 \times 9}{9} = 0.6 mt/m$$

ملاحظة : حيث أن الحمل الحي أقل من ٤٠٠ كجم /م٢ فلا داعي لعمل حالات تحميل (Cases of loading) ويكتفى بأخذ حالة التحميل الكلي (case of total loads) .

Assume $f_c = 60$ kg / cm2 ($f_{cu} = 250$ kg / cm^2)

And $f_s = 1400$ kg/cm2 (mild steel 37—24/35)

i.e. From table (4-1)

$k_1 = 0.313$ and $k_2 = 1217$

عند حساب عمق القطاع الخرساني (d) نأخذ شريحة من البلاطة بعرض ١,٠ متر (b=100cm.)

$$d = k_1\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.313\sqrt{\frac{0.6\times 100000}{100}} = 7.74 \text{ cm.}$$

Take t = 10.0 cm

$d_{act.} = t - \text{cover} = t - (1.5: 2.0 \text{ cm}) = 10.0 - 1.5 = 8.5$ cm.

حساب مساحة مقطع حديد التسليح لمقاومة العزوم الموجبة :

$$A_{s1}main = \frac{M_{+ve}\times 10^5}{k_2\times d} = \frac{0.49\times 10^5}{1217 * 8.5} = 4.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choose 7 Ø 10 mm/m (5.5cm^2/m)

Check: A_s min = 0.25% A_c = 0.25/100 ×10×100 = 2.5 cm^2

i.e. A_{s1} main chosen is okay.

A_{s1} secondary = 0.20 A_{s1} main = 0.20× 4.74 = 0.948 cm^2 /m

Choose A_{s1} secondary = 5 Ø 8 mm/m (2.51 cm^2)

حساب مساحة مقطع حديد التسليح لمقاومة العزوم السالبة:

$$A_{s2}main = \frac{M_{-ve}\times 10^5}{k_2\times d} = \frac{0.6\times 10^5}{1217\times 8.5} = 5.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choose 8 Ø 10 mm/m (6.28cm^2/m)

Check: A_s min = 0.25% A_c = 0.25/100 ×10×100 = 2.5 cm^2

i.e. A_{s2} main chosen is okay.

A_{s2} secondary = 0.20 A_{s2} main = 0.20× 5.8 = 1.16 cm^2 /m

Choose A_{s2} secondary = 5 Ø 8 mm/m (2.51 cm^2)

٤ -٣ -٦ : ملاحظات وتوصيات طبقا للوائح بالمواصفات القياسية :

أولا : التسليح

١) يجب ألا تقل نسبة التسليح في الإتجاه الرئيسي (في حالة إستعمال صلب التسليح الطري) عن ٠,٢٥ ٪ من مساحة المقطع الخرساني المطلوب .

٢) يجب ألا تقل مساحة مقطع أسياخ التوزيع العمودية على التسليح الرئيسي (الحديد الثانوي) عن خمس ($\frac{1}{5}$) مساحة مقطع التسليح الرئيسي . وأقل عدد لأسياخ التوزيع يمكن استعمالها هي خمسة (٥) أسياخ لكل متر.

٣) في البلاطات المستمرة التي تتساوى أو تتقارب فيها أطوال البحور (بفرق لا يزيد عن ٢٠ ٪) وتحت ظروف التحميل العادية يكسح نصف التسليح الرئيسي عند ١/٥ البحر الخالص من وجه الركائز ويمتد في البحر المجاور إلى مسافة تساوي ١ /٤ أكبر البحرين وهذا إذا لم تكن الأسياخ قد رتبت تبعا لمنحني عزوم الإنحناء.

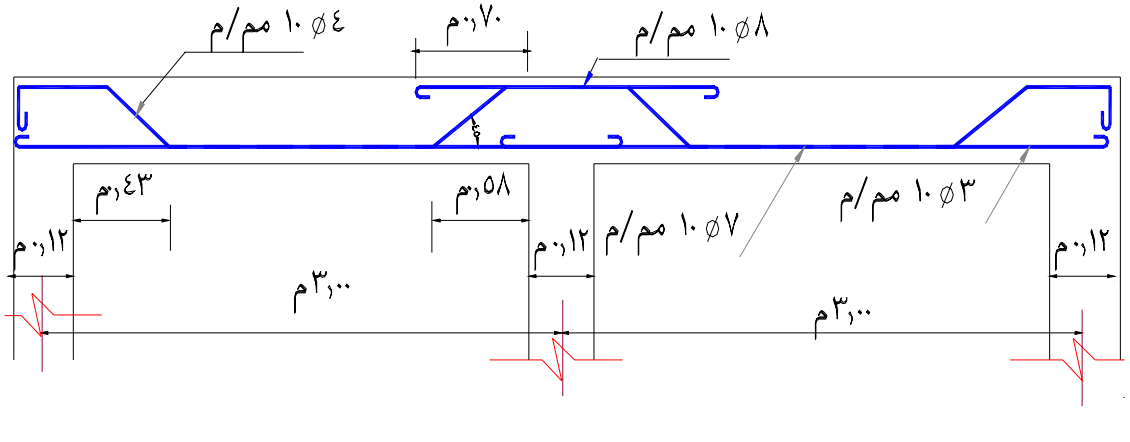
٤) أكبر مسافة بين أسياخ التسليح الرئيسي في منتصف البحر لا تزيد عن ضعف سمك البلاطة وبحيث لا تتعدى ٢٠ سم على أنه يمكن إستعمال خمسة (٥) أسياخ في المتر في البلاطات التي يقل سمكها عن ١٠ سم .

٥) يجب تغطية حديد التسليح بغطاء خرساني سمكه من ١,٥ إلى ٢,٠ سم .

٦) يجب ألا تقل مساحة مقطع أسياخ التسليح السفلية والممتدة إلى الركائز عن ثلث (١ /٣) مساحة مقطع التسليح الموجب المستعمل في منتصف البحر.

٧) أصغر قطر للأسياخ هو ٨ مم.

٨) طريقة وضع حديد التسليح داخل القطاع الخرساني للمثال رقم (٢) كما هو موضح في الشكل رقم (٤ -٥).



شكل رقم (٤ -٥)

ثانيا : الأحمال

إذا كان الحمل الحي أكبر من ٤٠٠ كجم /م٢ فيجب الأخذ في الاعتبار حالات التحميل للحمل الحي وهي كالآتي :

١) حالة التحميل الكلي كما سبق بيانه في المثال الثاني.

٢) حالة تحميل للحصول على أقصى عزوم عند الركائز.

٣) حالة تحميل للحصول على أقصى عزوم عند منتصف البحور.

ثالثا : الركائز

يجب ألا يقل عرض ركيزة البلاطة عن سمكها وبحد أدنى مقدارة ١٠ سم . وعموما يجب ألا يستخدم حائط من الطوب سمكه أقل من ١٥ سم كحائط حامل.

رابعا : السمك الأدنى للبلاطة

يشترط ألا يقل السمك للبلاطات ذات الإتجاه الواحد عن الآتي (وذلك لعدم حدوث ترخيم (Deflection) في البلاطات) :

١) للبلاطات حرة الإرتكاز $t_{min..} = L/30$

٢) للبلاطات المستمرة من ناحية واحدة $t_{min..} = L/35$

٣) للبلاطات المستمرة من ناحيتين $t_{min..} = L/40$

حيث L البحر الفعال للبلاطة ذات الإتجاه الواحد .

خامسا : البحور

يؤخذ البحر الفعال للبلاطات مساويا للبحر الخالص بين الركائز مضافا إليه سمك البلاطة أو ١,٠٥ البحر الخالص أيهما أكبر . على ألا يزيد عن المسافة بين محاور الركائز .

٤ -٤: البلاطات المصمتة المستطيلة ذات الإتجاهين Tow Way Slabs

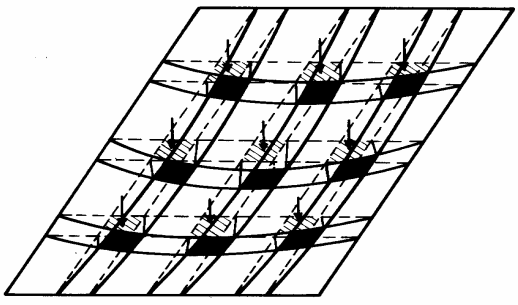
٤ -٤ -١ تعريف :

تعتبر البلاطات الخرسانية المسلحة المستطيلة الشكل ، والمرتكزة على جوانبها الأربعة على كمرات أو جدران ، ذات إتجاهين إذا كانت نسبة الطول إلى العرض قريبة إلى المربع وتقل عن " ٢" .

i.e. $L / b \geq 1.0 \leq 2.0$

حيث L = الطول و b = العرض

وفي هذه الحالة تنحني البلاطة تحت تأثير الحمل بمنحني يشابه شكل الطبق . انظر الشكل رقم (٤ - ٦). وهذا يعني أن أي نقطة من نقاط البلاطة المحملة في إتجاهين تنحني في هذين الإتجاهين الرئيسيين . وحيث أن عزوم الإنحناء تتناسب طرديا ودرجة الإنحناء فلا بد وأن تتواجد العزوم في البلاطة المحملة في إتجاهين في كلا الإتجاهين أيضا . ولمقاومة هذه العزوم يجب أن تسلح البلاطة في هذين الإتجاهين ب استخدام طبقتين متعامدتين من الأسياخ الممتدة إلى كلتا الحافتين وبحيث تستند إحدي الطبقتين على الأخرى مباشرة وبهذا تنقل أحمال البلاطة إلى الكمرات الأربعة المرتكزة عليها البلاطة . وتعتمد نسبة توزيع الأحمال في الإتجاهين على الآتي :



شكل رقم (٤ -٦) انحناء البلاطة المحملة في إتجاهين

أ) نسبة طول البلاطة إلى عرضها أي نسبة L/b .

ب) وجود الإستمرارية في البلاطات ونوعية الإرتكاز على الجوانب الأربعة .

وسنرمز لنسبة توزيع الحمل في الإتجاه القصير (العرض الفعال) بالرمز α

ولنسبة توزيع الحمل في الإتجاه الطويل (الطول الفعال) بالرمز β

٤ -٤ -٢: السمك الأدنى للبلاطات ذات الإتجاهين

تؤخذ قيمة السمك الأدنى للبلاطات ذات الإتجاهين كالآتي :

أ) للبلاطات حرة الإرتكاز $t_{min.} = b/35$

ب) للبلاطات المستمرة أو المثبتة $t_{min.} = b/45$

حيث b تمثل أقصر بحر فعال للبلاطة .

٤ -٤ -٣ : الطريقة المبسطة لحساب عزوم الإنحناء في البلاطات ذات الإتجاهين

في الأحوال العادية للتحميل يمكن استخدام الطريقة المبسطة التالية في حساب عزوم الإنحناء للبلاطات المستطيلة المصبوبة في نفس الوقت مع الكمرات والمحملة على حوافها الأربع. بشرط ألا يتعدى الطول الفعال (L) ضعف العرض الفعال (b) . وأن تكون البلاطة منتظمة التوزيع .

بفرض أن : b = البحر الفعال الأقصر (عرض البلاطة)

L = البحر الفعال الأطول (طول البلاطة)

m_b = نسبة الطول المعلق بين خطوط الإنقلاب في شريحة محملة من البلاطة في اتجاه البحر الفعال (b) إلى طول البحر b .

m_L = نسبة الطول المعلق بين خطوط الإنقلاب في شريحة محملة من البلاطة في اتجاه البحر الفعال (L) إلى طول البحر L .

وتحدد قيمة m_b و m_L طبقا لنظرية المرونة .

ويمكن أخذ القيم التقريبية التالية لكل من m_b و m_L كما يلي :

في حالة بلاطة بسيطة الإرتكاز فإن : $m_b = m_L = 1.0$

في حالة بلاطة مستمرة من ناحية واحدة فقط فإن : $m_b = m_L = 0.87$

في حالة بلاطة مستمرة من ناحيتين فإن : $m_b = m_L = 0.76$

وعلي أساس الفروض المبينة أعلاه يمكن الحصول على نسبة الإستطالة (r) بين الطول والعرض للبلاطة من المعادلة التالية:

$$r = \frac{m_l \times l}{m_b \times b} \qquad (4\text{-}4)$$

ويعطي الجدول رقم (٤ -٢) قيم المعاملات (α) و (β) التي تستعمل في حساب عزوم الإنحناء للبلاطات في الإتجاهين القصير (b) والطويل (L) على التوالي والمناظرة لقيم r المختلفة .

جدول (٤ -٢) قيم المعاملات (α) و (β) المناظرة لقيم r

للبلاطات المصمتة والمصبوبة ميليثيا (في نفس الوقت) مع الكمرات

r	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
α	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85
β	0.35	0.29	0.25	0.21	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	0.09	0.08

ملحوظة : $\beta = 0.35/ r^2$

وبالتالي فإن الأحمال تتوزع على البلاطة في الأتجاهين كالتالي :

الأحمال في الإتجاه القصير (b) $W_\alpha = W_t \times \alpha$

الأحمال في الإتجاه الطويل (L) $W_\beta = W_t \times \beta$

حيث w_t تمثل قيم الأحمال الكلية (مجموع الأحمال الدائمة $W_{D.L}$ والأحمال الحية $W_{L.L}$)

حساب قيم عزوم الإنحناء في البلاطات لمستمرة :

يمكن أخذ قيم عزوم الإنحناء (Bending Moments) في البلاطات المستمرة كما يلي :

١) إذا كان البحر تحت الاعتبار مستمرا من ناحية واحدة فقط فإن :

العزم في الإتجاه القصير $$M_b = \pm \frac{W_\alpha \times b^2}{10} \qquad (4\text{-}5)$$

العزم في الإتجاه الطويل $$M_L = \pm \frac{W_\beta \times L^2}{10} \qquad (4\text{-}6)$$

٢) إذا كان البحر تحت الاعتبار مستمرا من الناحيتين فإن :

العزم في الإتجاه القصير $$M_b = \pm \frac{W_\alpha \times b^2}{12} \qquad (4\text{-}7)$$

العزم في الإتجاه الطويل $$M_L = \pm \frac{W_\beta \times L^2}{12} \qquad (4\text{-}8)$$

٤ -٤ -٤: توزيع الأحمال في البلاطات المرتكزة على حوائط مباني

توزع الأحمال في البلاطات المرتكزة على حوائط مباني طبقا لمعاملات ماركوس الموضحة في الجدول رقم (٤ -٣) . وذلك لأنه في هذه المعاملات تم أخذ مقاومة إلتواء جيدة لأي بلاطة مصمتة مرتكزة على الحوائط الحاملة (ولكن هذه المقاومة أقل من حالة البلاطات المرتكزة على كمرات خرسانية وأعمدة) وهذه المقاومة تساهم في إنقاص عزوم الإنحناء الموجبة في منتصف البلاطة (خصوصا إذاكانت محملة على مخدات) لذالك فإن عزوم الإنحناء الموجبة في البلاطات المصمتة سوف تكون أكبر قليلا من العزوم الموجبة في حالة استخدام المعاملات الموضحة في جدول (٤ -٢) وذلك لأن مقاومة الإلتواء في هذه الحالة أقل من مقاومة الإلتواء للبلاطات المصمتة المرتكزة على كمرات قوية Rigid Beams . ويجب ملاحظة أن سمك الحائط يجب ألا يقل عن ١٥ سم وفي الغالب تكون ٢٠ سم.

جدول (٤ -٣) قيم المعاملات (α) و (β) المناظرة لقيم r (معاملات ماركوس)
للبلاطات المصمتة المرتكزة على حوائط مبانى

r	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
α	.396	.473	.542	.606	.660	.706	.746	.778	.806	.830	.849
β	.396	.323	.262	.212	.172	.140	.113	.093	.077	.063	.053

٤ -٤ -٥ أمثلة محلولة على البلاطات ذات الإتجاهين

مثال (١) : -

صمم البلاطة الخرسانية المسلحة المصبوبة مع الكمرات الحاملة لها والمكونة من بحرين متساويين طول كل منهما ٤,٥ متر كما هو موضح بالشكل رقم (٤ -٧) . مع العلم بأن هذه البلاطة تمثل سقف متكرر في مبنى سكني (الحمل الحي = ٢٠٠ كجم / م٢) .

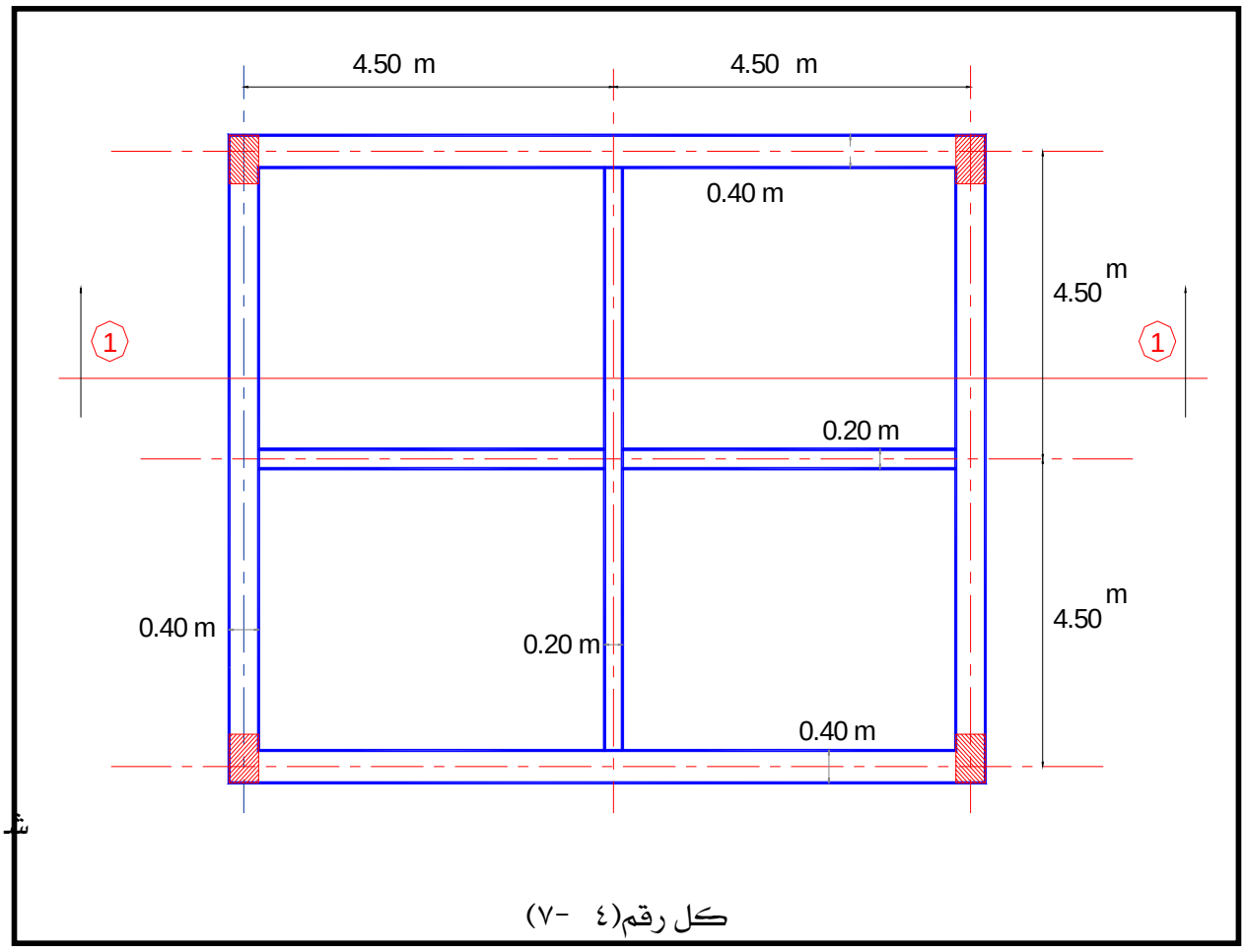
الحل

البحر الفعال = ٤,٥ متر

$$\text{(Two way slab)}\ r = \frac{m_l \times l}{m_b \times b} = \frac{0.87 \times 4.5}{0.87 \times 4.5} = 1.0$$

From table (4-1) $\alpha = \beta = 0.35$

Slab is continues i.e. t = 450/ 45 =10 cm



كل رقم(٤ -٧)

Loads on Slab:

O.w. of slab = 0.1 ×2.5 = 0.25 t/m^2 = 2.5 KN/m^2

Flooring = 0.15 t/m^2 = 1.5 KN/m^2

L.L. = 0.20 t/m^2 = 2.0 KN/m^2

Total load w_t = = 0.60 t/m^2 = 6.0 KN/m^2

$W_\alpha = W_t \times \alpha$ = Load in short direction = 0.6 × 0.35 = 0.21 t/m^2

$W_t \times \beta$ = Load in long direction = 0.6 × 0.35 = 0.21 t/m^2 = W_β

Bending Moments:

حيث أن البلاطة مستمرة من ناحية واحدة . أي أن :

$$M_{\alpha+ve} = M_{\alpha-ve} = \frac{w_\alpha \times l_1^2}{10} = \frac{0.21 \times 4.5^2}{10} = 0.425 mt/m$$

$$M_{\beta+ve} = M_{\beta-ve} = \frac{w_\beta \times l_2^2}{10} = \frac{0.21 \times 4.5^2}{10} = 0.425 mt/m$$

ملاحظة : حيث أن الحمل الحي أقل من ٤٠٠ كجم /م٢ فلا داعي لعمل حالات تحميل (Cases of loading) ويكتفي بأخذ حالة التحميل الكلي (Case of total loads) .

Assume $f_c = 60\ kg/cm^2$ $(f_{cu} = 250\ kg/cm^2)$

And $f_s = 1400\ kg/cm^2$ (mild steel 37—24/35)

i.e. From table (4-1)

$k_1 = 0.313$ and $k_2 = 1217$

عند حساب عمق القطاع الخرساني (d) نأخذ شريحة من البلاطة بعرض ١,٠ متر (.b=100cm)

$$d = k_1\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.313\sqrt{\frac{0.425 \times 100000}{100}} = 6.45\ cm.$$

Take t = 10.0 cm

$d_{act.} = t - cover = t - (1.5: 2.0\ cm) = 10.0 - 1.5 = 8.5\ cm.$

حساب مساحة مقطع حديد التسليح لمقاومة العزوم الموجبة :

$$A_{sL}\ main = \frac{M_{\alpha+ve} \times 10^5}{k_2 \times d} = \frac{0.425 \times 10^5}{1217 \times 8.5} = 4.11\ cm^2/m$$

Choose 6 Ø 10 mm/m ($4.71 cm^2/m$)

$$A_{sl}\ Secondary = \frac{M_{\beta+ve} \times 10^5}{k_2 \times d} = \frac{0.425 \times 10^5}{1217 \times 7.5} = 4.65\ cm^2/m$$

Choose 6 Ø 10 mm/m ($4.71 cm^2/m$)

حساب مساحة مقطع حديد التسليح لمقاومة العزوم السالبة:

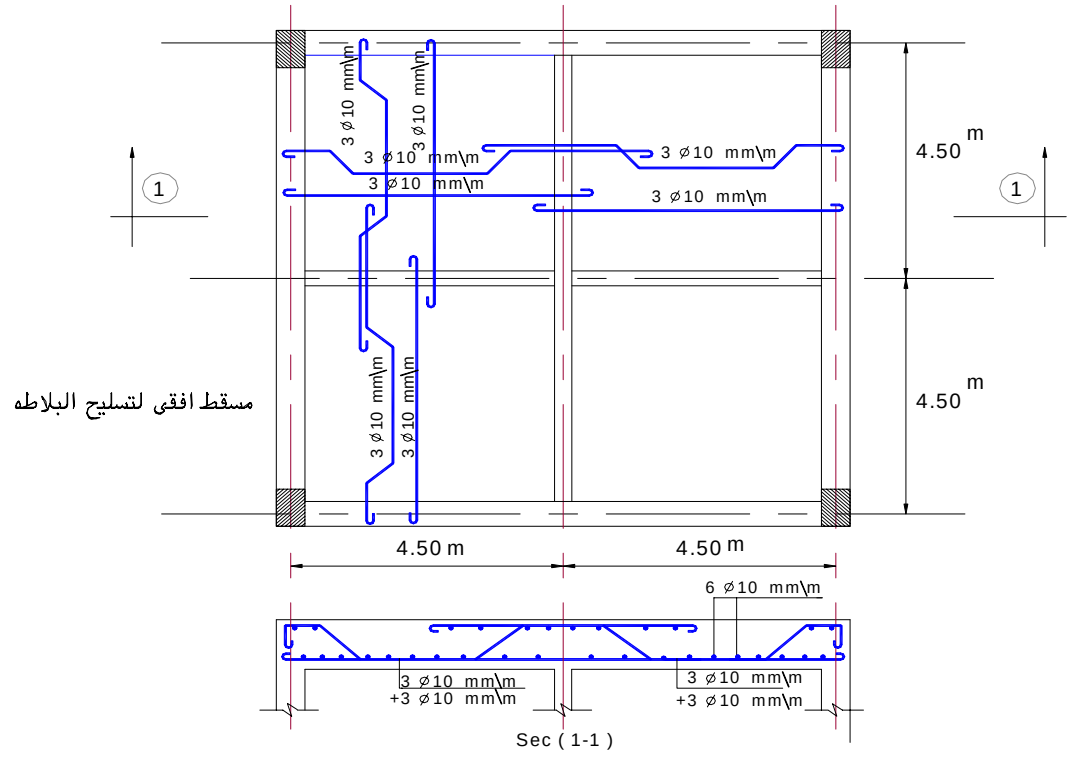
$$A_{su}\ main = \frac{M_{\beta-ve} \times 10^5}{k_2 \times d} = \frac{0.425 \times 10^5}{1217 \times 8.5} = 4.11\ cm^2/m$$

Choose 6 Ø 10 mm/m ($4.71 cm^2/m$)

$$= 4.65\ \text{cm}^2/\text{m}\ \frac{0.425\times10}{1217\times7.5} = A_{su}\,\text{sec}\,ondary = \frac{M_{\beta-ve}\times10^5}{k_2\times d}$$

Choose 6 Ø 10 mm/m (4.71cm^2/m)

أنظرتسليح البلاطة في الشكل رقم (٤ -٨)



شكل رقم (٤ -٨) تسليح البلاطة

مثال (٢) :-

صمم البلاطة الخرسانية المسلحة الحرة الإرتكاز والتي بحرها = ٣,٥ متر والمرتكزة على حوائط من المباني كما هو موضح بالشكل رقم (٤ -٩) .

الحل

البحر الفعال = ٣,٥ متر

$$(\text{Two way slab})\ r = \frac{m_l\times l}{m_b\times b} = \frac{1.0\times3.5}{1.0\times3.5} = 1.0$$

حيث أن البلاطة ترتكز على حوائط من المباني بسمك ٢٠ سم بذلك تكون نسب توزيع الأحمال طبقا لمعاملات ماركوس الموضحة بالجدول رقم (٤ -٣)

From table (4-3) $\alpha = \beta = 0.396$

Slab is Simple i.e. t = 350/ 35 =10 cm

Loads on Slab:

O.w. of slab = $0.1 \times 2.5 = 0.25$ t/m^2 = 2.5 KN/m^2

Flooring = 0.15 t/m^2 = 1.5 KN/m^2

L.L. = 0.20 t/m^2 = 2.0 KN/m^2

Total load w_t = = 0.60 t/m^2 = 6.0 KN/m^2

$W_\alpha = W_\beta = 0.6 \times 0.396 = 0.21$ t/m^2

Bending Moments:

وحيث أن البلاطة ذات بحر واحد (بلاطة بسيطة). أي أن:

$$M_{\alpha+ve} = M_{\beta+ve} = \frac{w_\alpha \times l_1^2}{8} = \frac{0.2376 \times 3.5^2}{8} = 0.364 mt/m$$

Assume f_c =60 kg / cm^2 (f_{cu} = 250 kg/cm^2)

And f_s = 1400 kg/cm^2 (mild steel 37—24/35)

i.e. From table (4-1)

k_1= 0.313 and k_2 = 1217

عند حساب عمق القطاع الخرساني (d) نأخذ شريحة من البلاطة بعرض ١,٠ متر (b=100cm.)

$$d = k_1\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.313\sqrt{\frac{0.367 \times 10^5}{100}} = 6.0 \text{ cm.}$$

Take t = 10.0 cm

$d_{act.}$ = t – cover = t – (1.5: 2.0 cm) = 10.0 – 1.5 = 8.5 cm.

حساب مساحة مقطع حديد التسليح:

$$A_{sL}\,main = \frac{M_{\alpha+ve} \times 10^5}{k_2 * d} = \frac{0.364 \times 10^5}{1217 \times 8.5} = 3.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choose 7 Ø 8 mm/m (3.52cm^2/m)

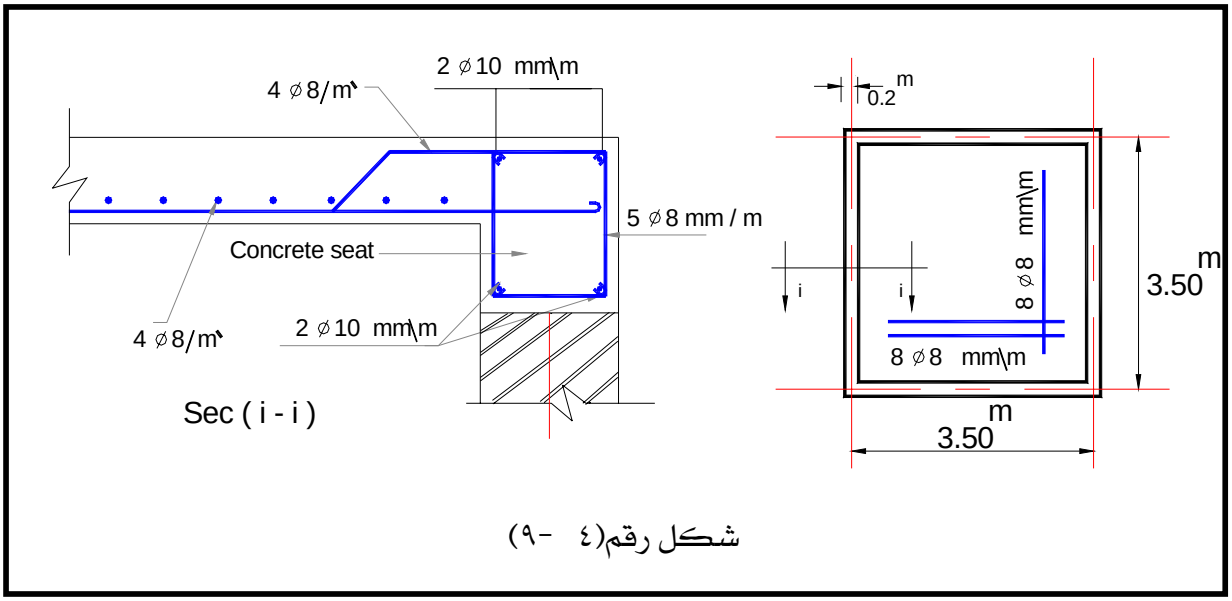
$$A_{sl}\,Secondary = \frac{M_{\beta+ve} \times 10^5}{k_2 \times d} = \frac{0.364 \times 10^5}{1217 \times 7.5} = 3.98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choose 8 Ø 8 mm/m (4.02cm^2/m)

واضح أن الحديد في الإتجاه الرئيسي(α) أقل من الحديد في الإتجاه المتعامد(β). لهذا سوف يؤخذ الحديد في الإتجاه الرئيسي مساويا للحديد في الإتجاه المتعامد عليه.

ملاحظة: يجب ألا يقل الحديد في الإتجاه الرئيسي عن الحديد في الإتجاه المتعامد عليه.

$$\text{i.e. } A_{s\,\alpha.} \geq A_{s\,\beta.}$$



شكل رقم(٤ -٩)

٤ -٥ : ملاحظات عامة على تسليح البلاطات المصمتة ذات الإتجاهين

١) يجب أن لا تزيد المسافة بين أسياخ التسليح الرئيسي عن ضعف سمك البلاطة ولا تزيد عن ٢٠ سم . أو بمعني آخر أقل عدد لأسياخ التسليح الرئيسي خمسة أسياخ في المتر الطولي.

٢) أقل قطر مستخدم لحديد التسليح ٨ مم (Ø=8mm) .

٣) يجب ألا تقل مساحة مقطع التسليح في الإتجاه المتعامد مع الإتجاه الرئيسي عن ربع (١/٤) مساحة مقطع التسليح الرئيسي. وألا يقل العدد عن خمسة (٥) أسياخ في المتر

٤.) يجب تغطية حديد التسليح بغطاء خرساني سمكه حوالي من ١,٥ : ٢,٠ سم . وبشرط ألا يقل سمك ذلك الغطاء ناحية الألياف المشدودة عن قطر أكبر سيخ من أسياخ التسليح .

٥) يضاف إلى تلك الملاحظات ما ذكر في البلاطات ذات الإتجاه الواحد .

٤ -٦ : إجهادات القص في البلاطات المصمتة ذات الإتجاه الواحد وذات الإتجاهين

بدراسة إجهادات القص في البلاطات المصمتة (البلاطات ذات الكمرات) يتبين أنها غالبا ما تكون آمنة وذلك لأن إجهادات الإنحناء (Flexure) عادة ما تتحكم في التصميم ونتائجه النهائية من حيث السمك اللازم الذي يحقق الأمان وكذلك حديد التسليح. لذلك فإننا لسنا في حاجة لعمل فحص لإجهادات القص (No need to check shear stress).

٤ -٧ : الترخيم في البلاطات (Deflection in Slabs)

أولا : في البلاطات ذات الإتجاه الواحد.

تنص اللوائح في المواصفات العالمية على أنه توجد نسب ثابتة بين البحر الفعال وسمك البلاطة وهذه النسب يجب إحترامها لضمان الأمان في الترخيم للبلاطات ذات الإتجاه الواحد. فمثلا المواصفات الأمريكية ACI والمواصفات البريطانية CP110 وكذلك BS8110 لعام ١٩٨٥م وأيضا المواصفات المصرية لعام ١٩٩٥ تؤكد على ضرورة إحترام هذه النسب الثابتة . ومن المواصفات الأمريكية لعام ١٩٧١ م (ACI-318-71) ندون الجدول التالي رقم (٤ -٤) لأقل عمق مسموح به للبلاطات ذات الإتجاه الواحد وكذلك الكمرات والذي يحقق حالة الأمان للترخيم.

جدول رقم (٤ -٤) نسبة البحر الفعال إلى العمق (L/d)

للبلاطات ذات الإتجاه الواحد طبقا لما تنص عليه المواصفات الأمريكية ACI

العنصر	إجهاد الخضوع لحديد التسليح (F_y kg/cm^2)	بحر بسيط الإرتكاز	بحر مستمر من جهة واحدة	بحر مستمر من جهتين	كابولي
بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد	٢٨٠٠	٢٥	٣٠	٣٥	١٢,٥
كمرات أو أعصاب بلاطات ذات اتجاه واحد	٢٨٠٠	٢٠	٢٣	٢٦	١٠
بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد	٣٥٠٠	٢٢	٢٧	٣١	١١
كمرات أو أعصاب بلاطات ذات اتجاه واحد	٣٥٠٠	١٨	٢٠,٥	٢٣,٥	٩
بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد	٤٢٠٠	٢٠	٢٤	٢٨	١٠
كمرات أو أعصاب بلاطات ذات اتجاه واحد	٤٢٠٠	١٦	١٨,٥	٢١	٨

والجدول رقم (٤ -٥) يوضح نسبة البحر الفعال إلى العمق (L/d) للعناصر ذات البحور أقل من ١٠,٠٠ متر حسب ما تنص عليه المواصفات المصرية القياسية.

جدول رقم(٤ -٥) نسبة البحر الفعال إلى العمق (L/d)
للبلاطات ذات الإتجاه الواحد طبقا لما تنص عليه المواصفات المصرية E.C.O.P
ما لم يتم حساب الترخيم

العنصر	إجهاد الخضوع (F_y kg/cm^2)	بحر بسيط الإرتكاز	بحر مستمر من جهة واحدة	بحر مستمر من جهتين
البلاطات المصمتة	صلب طري ٢٤٠٠ -٢٨٠٠	٢٥	٣٠	٣٥
الكمرات أو البلاطات ذات الأعصاب	صلب طري ٢٤٠٠ -٢٨٠٠	١٨	٢٣	٢٦
البلاطات المصمتة	صلب عالي المقاومة ٣٥٠٠ -٤٢٠٠	٢٠	٢٤	٢٨
الكمرات أو البلاطات ذات الأعصاب		١٤	١٧	٢١

ثانيا : البلاطات ذات الإتجاهين

في المواصفات الأمريكية لعام ١٩٨٣ م. (ACI-318-83) توجد بعض العلاقات والمعادلات الصعبة للحصول على أقل سمك مناسب للبلاطة ذات الإتجاهين لتحقيق الأمان في الترخيم.

والمقام هنا لا يتسع إلى ذكر هذه المعادلات إلا أنه لمزيد من التفاصيل يمكن قراءة الكود الأمريكي ACI-318-83 لعام ١٩٨٣ م. –الصفحات من ٣٣ -٣٥ . وعلي أي حال فإن سمك البلاطة طبقا لهذا الكود يجب أن لا تقل عن القيم التالية .

١) سمك البلاطات والكمرات أو باكيات السقوط (Drop panels) لا يقل عن ١٢٠ مم (١٢ سم)
٢) سمك البلاطات بدون كمرات ولكن بها باكيات سقوط مطابقة للبند (٩ -٥ -٣ -٢) من الكود الأمريكي لا يقل عن ١٠٠ مم (١٠ سم)
٣) سمك البلاطات ذات الكمرات على الجوانب الأربعة بدرجة إستطالة لا تزيد عن ٢,٠٠ لا يقل عن ٩٠ مم (٩ سم)

٤ -٨ بعض النصائح الخاصة للبلاطات المصمتة

١) للبلاطات ذات سمك = ١٠ سم أكبر قطر حديد تسليح مسموح باستخدامه هو ١٠ مم وتكون أكبر مساحة حديد تسليح يمكن إستخدامها للحصول على حل إقتصادي للبلاطة = Ø٦ ١٠ مم/م.

٢) للبلاطات ذات سمك = ١٢ سم أكبر قطر حديد تسليح مسموح باستخدامه هو ١٢ مم وتكون أكبر مساحة حديد تسليح يمكن إستخدامها للحصول على حل إقتصادي للبلاطة = Ø٧ ١٢ مم/م.

٣) للبلاطات ذات سمك = ١٤ سم أكبر قطر حديد تسليح مسموح باستخدامه هو ١٤ مم وتكون أكبر مساحة حديد تسليح يمكن إستخدامها للحصول على حل إقتصادي للبلاطة = Ø٨ ١٤ مم/م.

٤) للبلاطات ذات سمك = ١٦ سم أكبر قطر حديد تسليح مسموح باستخدامه هو ١٦ مم وتكون أكبر مساحة حديد تسليح يمكن إستخدامها للحصول على حل إقتصادي للبلاطة = Ø٩ ١٦ مم/م. وأقل مساحة حديد تسليح علوية لمقاومة الإنكماش هي ٥ Ø ١٠ مم/م .

٤ -٩ تمارين عامة على البلاطات

١) صمم بلاطة خرسانية مسلحة (بسيطة الإرتكاز) والمرتكزة على كمرات بعرض ٢٠ سم . والبلاطة بعرض = ٤,٢ متر وبطول ٩,٠ متر وهي تمثل غرفة سكنية. والمطلوب:

أ) حساب سمك البلاطة طبقا للأحمال المؤثرة عليها.

ب) حساب حدديد التسليح المطلوب طبقا لنظرية إجهادات التشغبل.

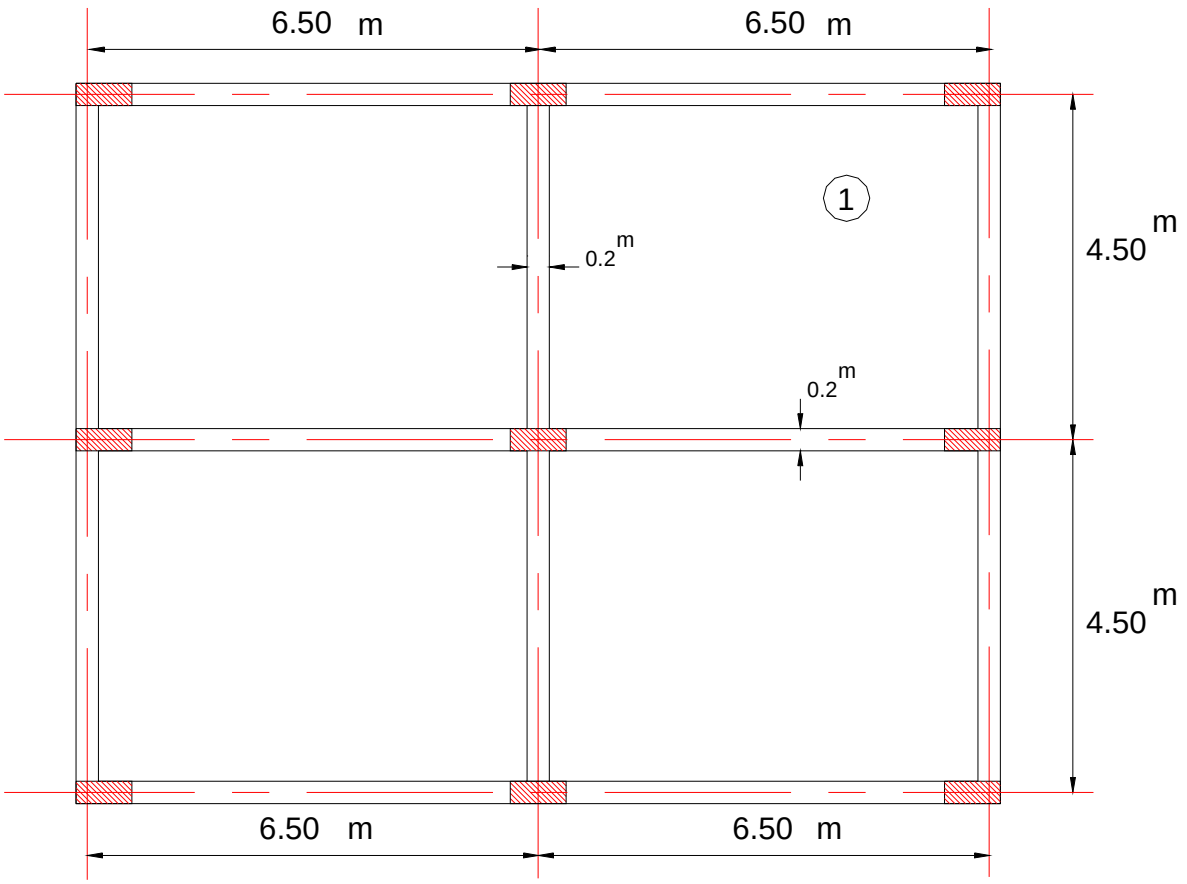
جـ) رسم مسقط أفقي وقطاع رأسي يبين أبعاد البلاطة وطريقة رص حديد التسليح.

٢) صمم البلاطة الخرسانية المسلحة رقم (١) الموضحة بالشكل رقم (٤ -١٠) والمرتكزة على كمرات بعرض ٢٠ سم . والبلاطة بعرض = ٤,٥ متر وبطول ٦,٥ متر . والشكل يمثل مبنى سكني. مع العلم بأن سمك البلاطة = ١٢ سم والغطاء الخرساني لحديد التسليح = ٢,٠ سم . والمطلوب :

أ) حساب الأحمال المؤثرة على البلاطة .

ب) حساب حديد التسليح المطلوب طبقا لنظرية إجهادات التشغبل .

جـ) رسم مسقط أفقي وقطاع رأسي يبين أبعاد البلاطة وطريقة رص حديد التسليح.



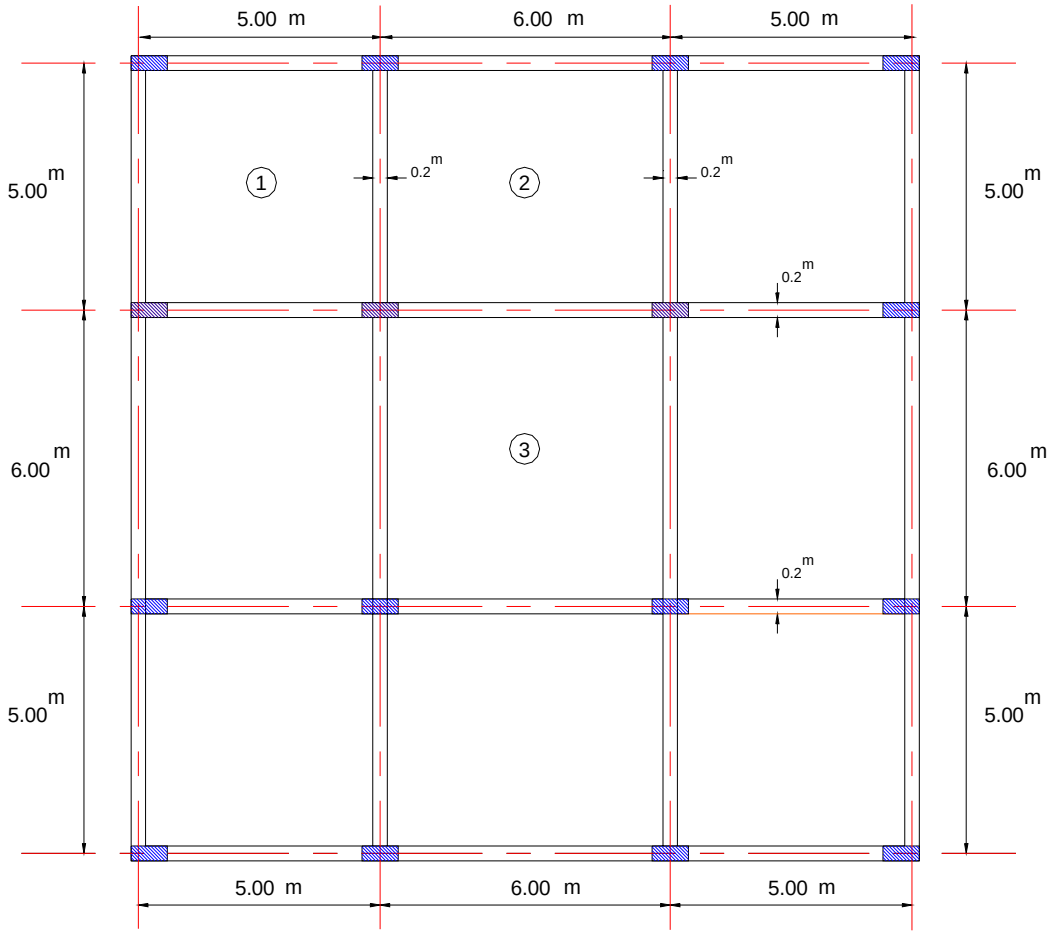
شكل رقم (٤ -١٠)

٣) صمم البلاطات الخرسانية المسلحة أرقام (١ -٢ -٣) المبينة في الشكل رقم (٤ -١١). علما بأن السقف الخرساني جزء من مبنى إداري والكمرات بعرض ٢٠ سم . والمطلوب:

أ) حساب سمك البلاطات أرقام (١ ، ٢ ، ٣) طبقا للأحمال المؤثرة عليها .

ب) حساب حديد التسليح المطلوب لكل من البلاطات.

جـ) رسم مسقط أفقي وقطاع رأسي يبين أبعاد البلاطات وطريقة رص حديد التسليح والتفاصيل الإنشائية المختلفة.



شكل رقم (٤ -١١)

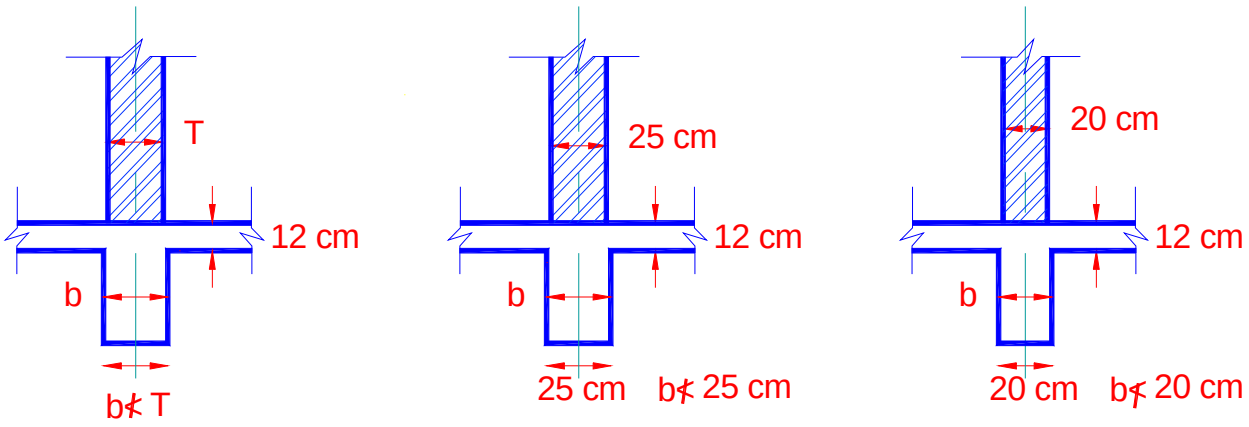
٥ -١: مقدمة:

بعد معرفة مفهوم التصميم الإنشائي وطرق تصميم البلاطات الخرسانية المسلحة. وقبل الدخول في تفاصيل التصميم الإنشائي للكمرات الخرسانية المسلحة من إجهادات وترخيم ... وخلافه يجب أولا معرفة دور الكمرات ووظائفها المختلفة في المنشأ (المبني) الخرساني.

٥ -٢: الوظائف الرئيسية للكمرات في المباني :

تستخدم الكمرات في المباني الخرسانية للأغراض الآتية :

١) توضع الكمرات تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها تجنبا لتحميله مباشرة على البلاطة الخرسانية الضعيفة . وفي هذه الحالة يجب أن تكون الكمرات بعرض يساوي عرض الحائط .. بمعني أن : حائط عرض ٢٠ سم توضع أسفله كمرة بعرض لا يقل عن ٢٠ سم .
وحائط عرض ٢٥ سم توضع أسفله كمرة بعرض لا يقل عن ٢٥ سم (انظر شكل رقم (٥ -١).



شكل رقم (٥ -١)

٢) توضع الكمرات أعلي الحوائط للتعتيب عليها (Lintling) وفي هذه الحالة يجب أن يكون عمق الكمرة كاف للنزول حتى منسوب الأعتاب . ويمكن أن يكون عرض الكمرات في هذه الأحوال مساويا أو أكبر من سمك الحوائط .

٣) تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسمك إقتصادي وتسليح إقتصادي .

٤) تربيط الأعمدة مع بعضها وذلك لعمل مفعول الإطارات بين الكمرات والأعمدة للحصول على أفضل توزيع لعزوم الإنحناء في الكمرات .

٥) تقليل طول الإنبعاج للأعمدة (To reduce buckling length of columns)

وسيتم شرح هذا الجزء في الوحدة السادسة عند دراسة الأعمدة الخرسانية المسلحة.

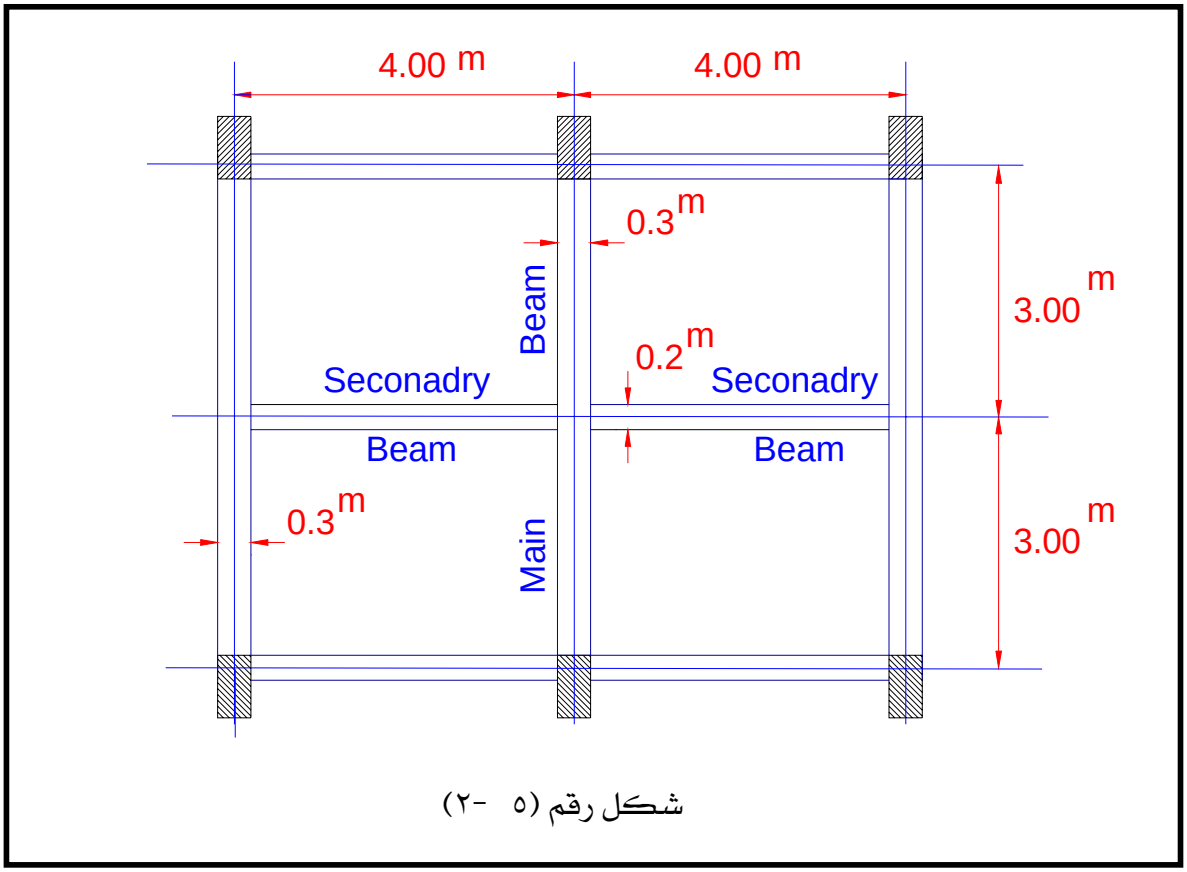
٥ -٣ : أنواع الكمرات الخرسانية في المنشآت المسلحة

تنقسم الكمرات الخرسانية من حيث وضعها في المبنى إلى نوعين:

١) الكمرات الرئيسية Main girders

٢) الكمرات الثانوية Secondary beams

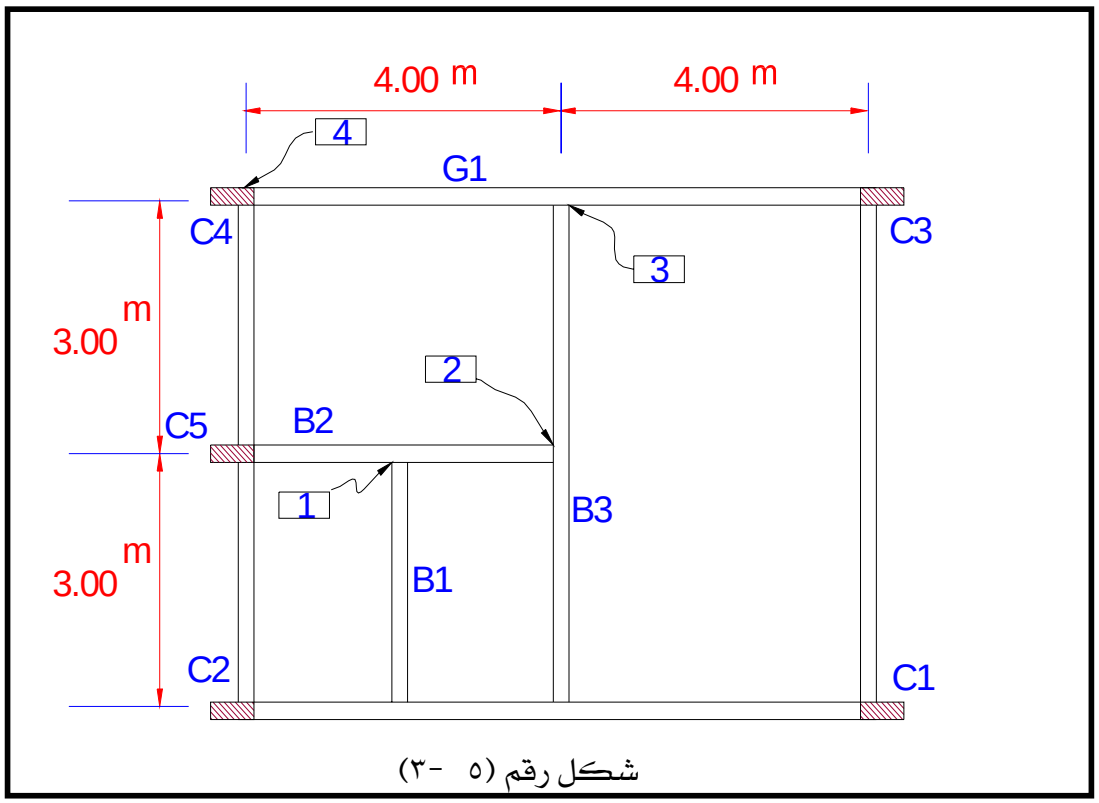
والكمرات الرئيسية هي التي يجب أن تربط الأعمدة مع بعضها (أي أنها ترتكز على هذه الأعمدة) أما الكمرات الثانوية فهي التي تقوم بتقسيم المساحات بين الكمرات الرئيسية (أي أنها ترتكز على الكمرات الرئيسية) انظر الشكل رقم (٥ -٢).



شكل رقم (٥ -٢)

ويجب الأخذ في الاعتبار بأنه لا يسمح بأكثر من ثلاث حالات تحميل (أي تحميل كمرتين ثانويتين على بعضهما بالترتيب ثم التحميل على الكمرة الرئيسية ومنها إلى الأعمدة). وذلك للحفاظ على حالة الإتزان الكلي للمبنى.

فعلى سبيل المثال، النظام الإنشائي الموضح في الشكل رقم (٥ -٣) سيئ للغاية . وذلك لوجود ثلاث كمرات ثانوية محملة على بعضها ($B_1 \rightarrow B_2 \rightarrow B_3$) حتى تصل إلى الكمرة الرئيسية (G_1) الموصلة للأعمدة. وبالتالي انتقل الحمل أربع مرات من الكمرة B_1 حتى يصل إلى العمود C_4.



شكل رقم (٥ -٣)

ويعتبر النظام الإنشائي السابق والموضح في الشكل رقم (٥ -٣) سيئا . لأنه في حالة حدوث أي انهيار للكمرة الرئيسية G_1 لأي سبب طوال عمر المنشأ فإن هذا الانهيار سيؤدي حتما إلى انهيار كل الكمرات B_1 ، B_2 ، B_3 المحملة على الكمرة الرئيسية G_1 مما يؤدي إلى تدمير كل المساحة المحاطة بالأعمدة C_1 ، C_2 ، C_3 ، C_4 وبالتالي إلى انهيار النظام الإنشائي ككل .

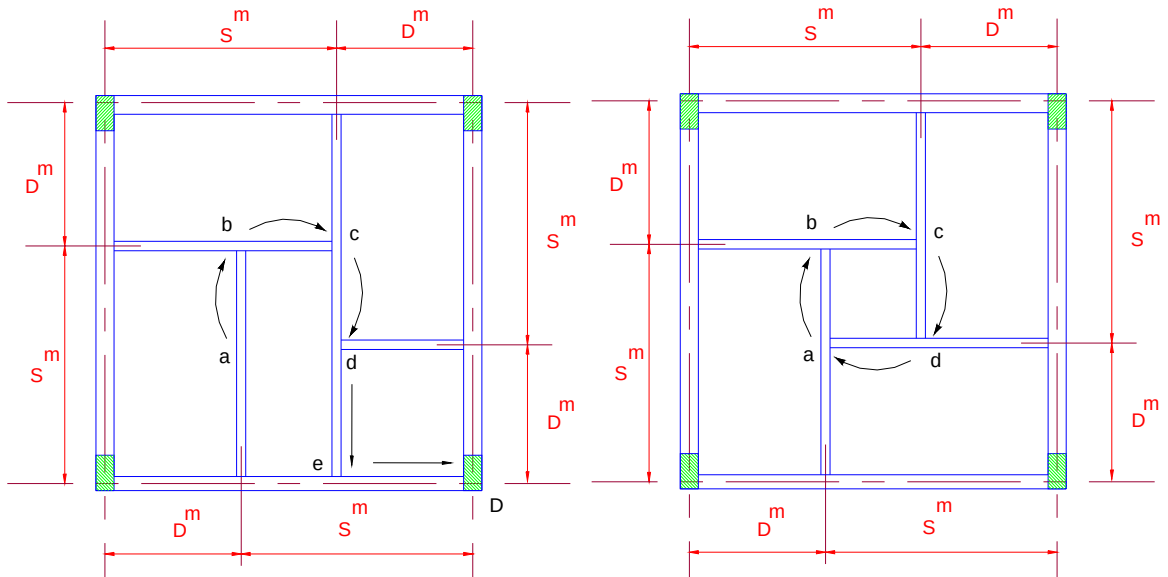
٥ -٣ -١ : توصيات هامة عند اختيار النظام الإنشائي للكمرات .

١) يجب تربيط الأعمدة (خصوصا أعمدة الأركان والزوايا والأعمدة الخارجية والطرفية) بكمرات جسيئة سواء كانت كمرات ساقطة (Dropped beams) أو بكمرات مدفونة (Embedded beams) ولا يسمح بترك أي عمود من هذه الأعمدة بدون تربيطها بالكمرات.

٢) عدم عمل حلزون أحمال (Loop of loading) وهو عبارة عن دائرة أحمال من كمرات كل منها تؤدي إلى الكمرة التي بعدها وفي النهاية تنتهي إلى التحميل على الكمرة التي بدأالتحميل من عندها. أو بمعني آخر هي عبارة عن دائرة تحميل مغلقة على كمرات لا تنتهي إلى التحميل على الأعمدة مما يؤدي في النهاية إلى انهيار المساحة المحددة بهذه الكمرات ثم ربما إلى انهيار كلي للمبني .

الشكل رقم (٥ -٤ -أ) يمثل دائرة أحمال (أو حلزون أحمال) حيث يبدأ التحميل (على سبيل المثال) من النقطة a ثم إلى b ثم إلى c ثم إلى d ثم ينتهي التحميل إلى نقطة البداية عند a وهذا يؤدي إلى إنهيارالنظام الإنشائي كله .

الشكل رقم (٥ -٤ -ب) يوضح الحل الصحيح لتجنب دائرة التحميل المغلقة الموضحة بالشكل رقم (٥ -٤ -أ). ويتضح من الحل الموضح بالشكل رقم (٥ -٤ -ب) أن التحميل يبدأ من النقطة a مثلا ثم إلى b ثم إلى c ثم إلى d ثم إلى e ثم إلى العمود D ومنه إلى الأساسات ثم إلى التربة. وحالة التحميل هذه آمنة حيث يصل الحمل في النهاية إلى التربة بأمان.

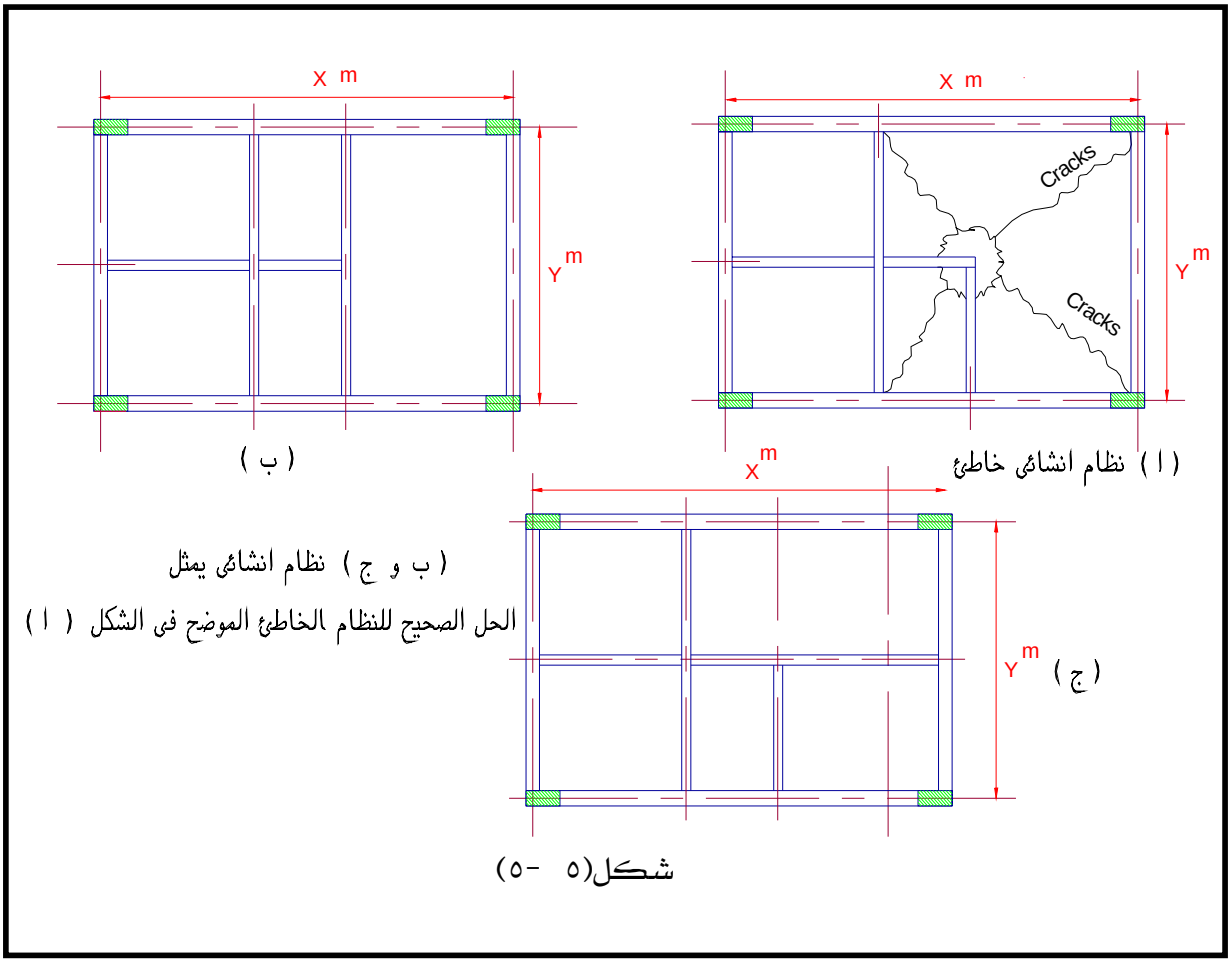


(ا) نظام انشائى يمثل دائره تحميل مغلقه (نظام خاطئ)

(ب) نظام انشائى يمثل الحل الصحيح للنظام الخاطئ الموضح فى الشكل ا

(شكل رقم ٥ -٤)

٣) يجب تجنب عمل كوابيل داخلية (داخل المنشأ) وذلك لتجنب حدوث شروخ فى البلاطات المحيطة بهذة الكوابيل انظر الشكل (٥ -٥ -أ) . والأشكال رقم (٥ -٥ -ب) ، (٥ -٥ -جـ)، التى تمثل الحلول الصحيحة للنظام الخاطئ فى (٥ -٥ -أ).



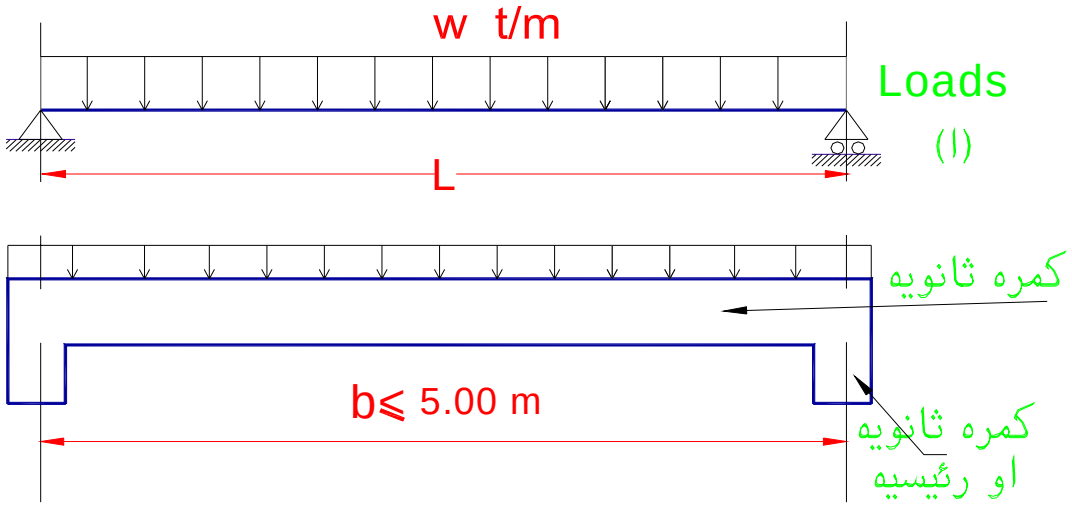
شكل(٥ -٥)

٥ -٤: درجة أهمية الكمرات الخرسانية

توجد درجات مختلفة لأهمية الكمرات في المنشأ حسب وضعها ومكانها في المبنى وكذلك على نوع الأحمال المؤثرة عليها ويمكن توضيح ذلك كالتالي:

الدرجة الأولى :

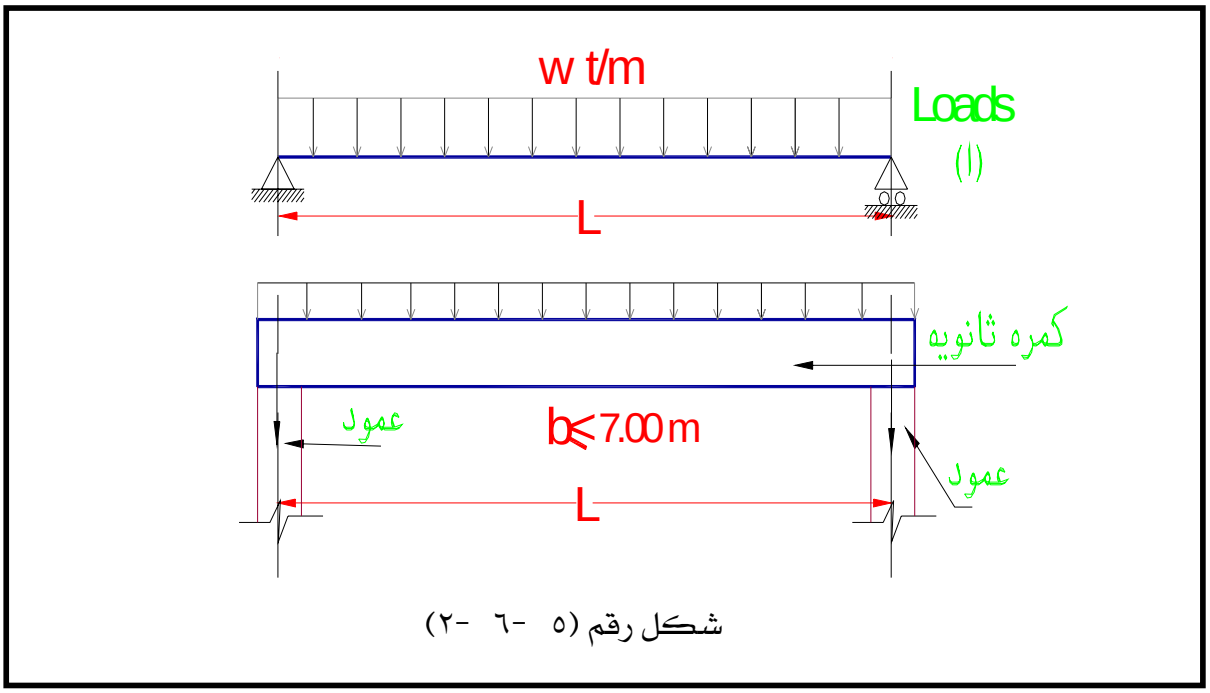
وتشتمل على الكمرات الثانوية المحملة بحمل منتظم التوزيع (Uniformly distributed load) ولاتقوم بتربيط الأعمدة وعادة يكون بحر الكمرة لا يزيد عن ٥,٠ م. انظر الشكل رقم (٥ -٦ -١).



شكل رقم (٥ -٦ -١)

الدرجة الثانية:

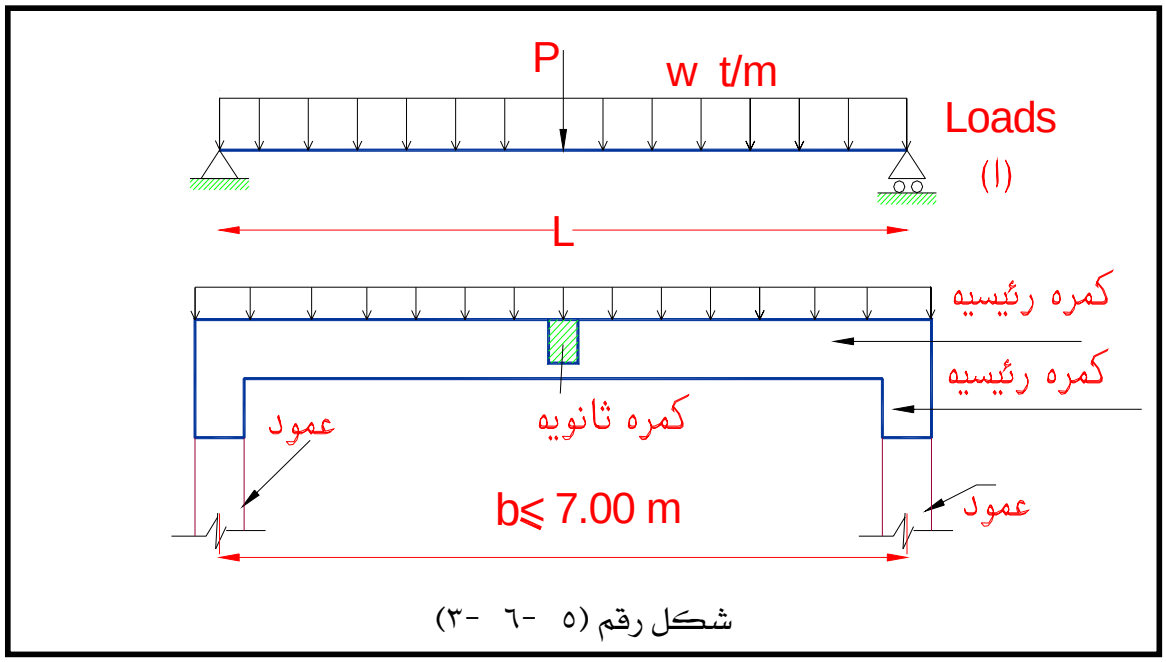
وتشمل الكمرات الثانوية المحملة بحمل منتظم التوزيع وتقوم بتربيط الأعمدة .ويصل بحر هذه الكمرات إلى حوالي ٠ ، ٧ متر .شكل رقم (٥ -٦ -٢).



شكل رقم (٥ -٦ -٢)

الدرجة الثالثة:

وتشمل الكمرات الرئيسية المحملة بحمل منتظم التوزيع وحمل مركز نتيجة تحميل كمرة ثانوية عليها . ولا تقوم بتربيط أي أعمدة ويصل بحر هذه الكمرات إلى أكثر من ١٠,٠ متر انظر الشكل رقم(٥ -٦ -٣).



شكل رقم (٥ -٦ -٣)

الدرجة الرابعة :

وتشمل الكمرات الرئيسية بنفس مواصفات الدرجة الثالثة ولكن بالإضافة إلى أنها تقوم بتربيط عمودين مع بعضهما وبحورهما لا تزيد عن ٧,٠ متر.

الدرجة الخامسة :

وتشمل الكمرات الرئيسية المحملة بحمل منتظم التوزيع وتربط بين عمودين وبحورها قد تصل إلى أكثر من ٨,٠ متر .

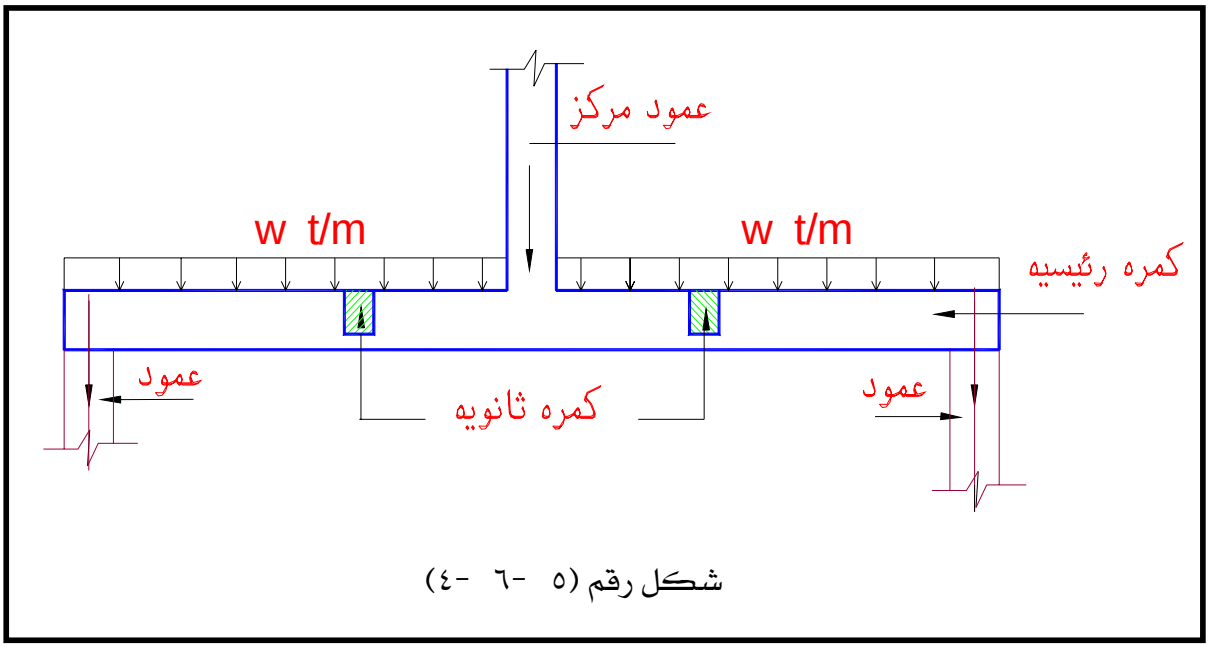
الدرجة السادسة :

وتشمل الكمرات الرئيسية المحملة بحمل منتظم التوزيع وتحمل أكثر من حمل مركز نتيجة أكثر من كمرة ثانوية محملة عليها بالإضافة إلى أنها تقوم بالتربيط بين عمودين .

الدرجة السابعة :

وتشمل الكمرات الرئيسية وأهمها على الإطلاق حيث أنها تقوم بحمل عمود مركز (مزروع في الكمرة) بالإضافة إلى الحمل المنتظم التوزيع والأحمال المركزة نتيجة الكمرات الثانوية. انظر الشكل رقم (٥ -٦ -٤).

ملحوظة : يوصى بعدم استخدام النوع السابع من الكمرات إلا عند الضرورة القصوى.



شكل رقم (٥ -٦ -٤)

٥-٥ : مفهوم تصميم الكمرات بطريقة إجهادات التشغيل.

عند استخدام طريقة المرونة (طريقة إجهادات التشغيل) يجب استيفاء أسس تصميم القطاعات الخرسانية المسلحة نتيجة لتأثير الأحمال والأفعال الواقعة على المنشأ والتي تضمن أن يحقق المنشأ في أجزائة المختلفة ومجموعاتة كوحدة متكاملة. وطبقا للأسس الإحصائية متطلبات الإستعمال والتشغيل التي أنشأ من أجلها طوال فترة إستخدامه مع ضمان عدم حدوث تشوهات أو شروخ معيبة وتوافر معامل أمان كاف ضد الانهيار وعدم الإتزان. ويمكن تحقيق ذلك فى طريقة المرونة بتحديد قيم إجهادات التشغيل المسموح بها Allowable working stress انظر الجدول رقم (١ -٤) للعناصر الإنشائية المختلفة ويتم تصميم المنشأ بحيث ألا تتجاوز الإجهادات الناتجة عن أحمال التشغيل القيم المسموح بها مع مراعاة أن يستوفي التصميم الشروط التي تضمن الإتزان وعدم حدوث الإنبعاج وعدم حدوث ترخيم أو تشكلات أو تشرخ معيب .

٥ -٥ -١: أحمال التشغيل على الكمرات.

الأحمال المؤثرة على الكمرات وتشمل ما يلي :

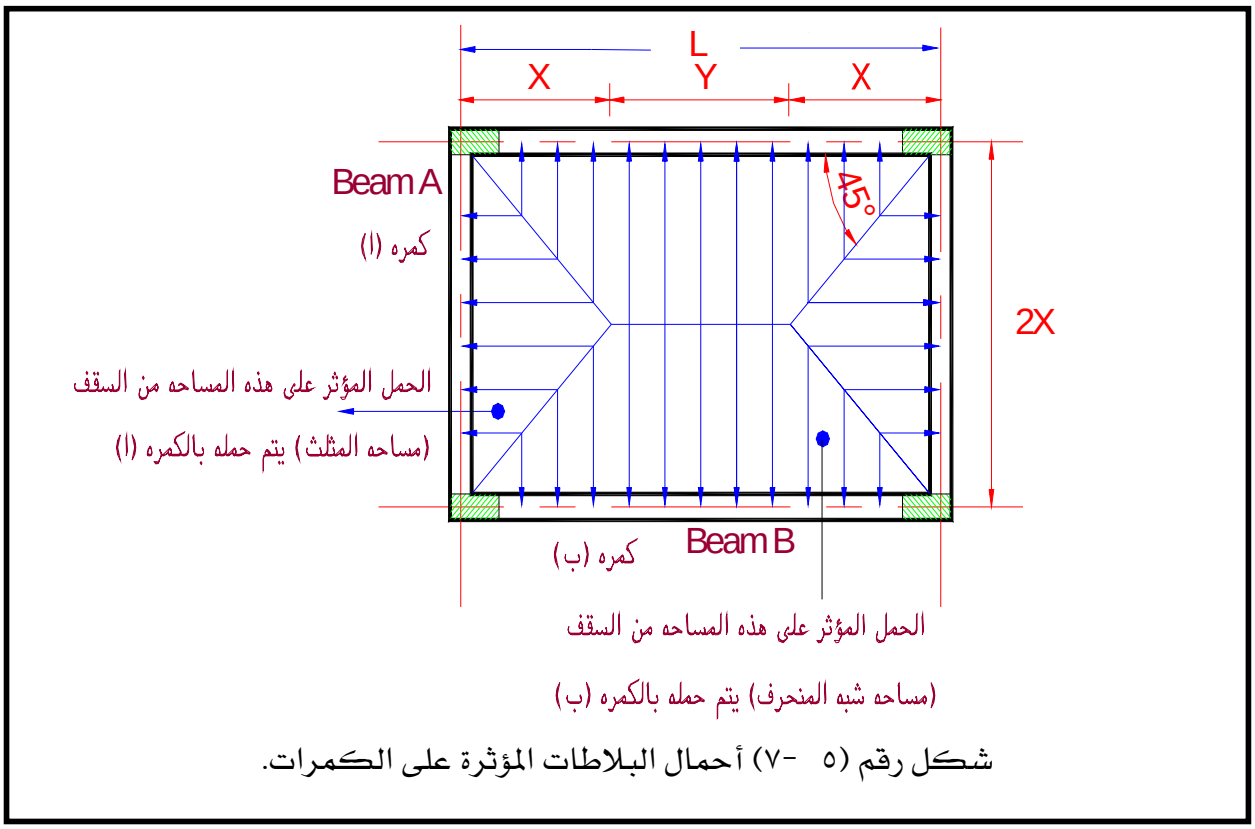
١) وزن بلاطات الأسقف (Slabs) المحملة على الكمرات. بأحمالها الميتة والحية والأرضيات السابق ذكرها في البند (٢ -٢ -٢ -١ -أ و ب)

٢) الوزن الذاتي للكمرة (حمل دائم أو حمل ميت) انظر البند رقم (٢ -٢ -٢ -٢ -أ)

٣) وزن الحوائط المحملة على الكمرات (حمل دائم أو حمل ميت) انظر البند رقم (٢ -٢ -٢ -٢ -ب)

٥ -٥ -٢: أحمال البلاطات على الكمرات وطريقة حسابها.

يمكن حساب أحمال البلاطات المصمتة المنقولة إلى الكمرات من واقع المساحات المحددة بخطوط منصفات الزوايا عند أركان أى باكية كما هو مبين بلشكل رقم (٥ -٧) وذلك على إفتراض أن هذه الأحمال موزعة بانتظام على طول بحر الكمرات فيما عدا الكمرات الكابولية. بالكيفية التالية :



شكل رقم (٥ -٧) أحمال البلاطات المؤثرة على الكمرات.

فنجد أن الكمرة (أ) مثلا محملة بحمل على شكل مثلث على طول محورها. أما الكمرة (ب) فهى محملة بحمل شبه منحرف على طول محورها .

ولأجل تحويل الأحمال ذات الأشكال على شكل مثلث أوشبه المنحرف إلى أحمال منتظمة التوزيع على كامل طول بحر الكمرة يمكن استخدام المعاملات المكافئة الموجودة بالجدول رقم (٥ -١).

جدول رقم (٥ -١)

قيم المعاملات α ،β لتقدير الأحمال المنتظمة المكافئة للأحمال الأصلية المفروضة على الكمرات

L/2x	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
α	0.667	0.725	0.769	0.803	0.829	0.853	0.870	0.885	0.897	0.908	0.917
β	0.500	0.554	0.582	0.615	0.642	0.667	0.688	0.706	0.722	0.637	0.750

ونفرض أن

W =حمل البلاطة المنتظم المتساوى التوزيع على وحدة المساحات.

L = طول بحر الكمرة بين محاور الركائز.

X = أقصى عرض للتحميل.

وعلى ذلك يكون:

α = معامل مكافئة الحمل لحساب عزوم الإنحناء (Equivalent coefficient for moment)

β = معامل مكافئة الحمل لحساب قوى القص (Equivalent coefficient for shear)

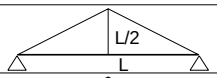
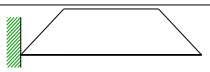
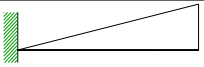
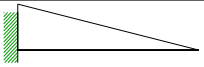
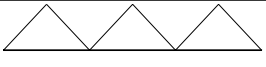
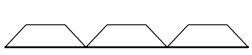
ومن ذلك يكون :

$\alpha \times w \times x$ = الحمل المنتظم المكافئ (للأحمال الأصلية المفروضة على الكمرة) وذلك لحساب عزوم الإنحناء في الكمرات عندما تكون أكبر شدة للحمل الأصلي في منتصف البحر وأن يغطي توزيع الحمل بحر الكمرة بالكامل.

$\beta \times w \times x$ = الحمل المنتظم المكافئ (للأحمال الأصلية المفروضة على الكمرة) وذلك لحساب قوى القص وردود الأفعال في الكمرات (وكذلك عزوم الإنحناء للأحمال التي لا تفي بالشرط المبين في حالة استعمال المعامل α) .

ملحوظة : للحالات الخاصة يمكن الرجوع إلى الجدول التالي رقم (٥ -٢).

جدول رقم (٥ -٢)

المسلسل	حاله التحميل	α	β
1		0.667	0.5
2		0.5	0.5
3		From table	$\beta=\alpha$
4		0.667	0.5
5		0.333	0.5
6		0.5	$\beta=\alpha$
7		From table	$\beta=\alpha$

Take β = 1/2x for one trabizoidal

٥ -٥ -٣ : **البحر الفعال للكمرات** (انظر البند (٣ -٣ أ ، ب، جـ) المذكور في الوحدة الثالثة).

٥ -٥ -٤ : **العزوم وقوى القص في الكمرات** (راجع البند رقم (٣ -٤) في الوحدة الثالثة).

٥ -٥ -٥ : **القطاعات الحرجة للعزوم وقوى القص** (راجع البند رقم (٣ -٥) في الوحدة الثالثة).

مثال (٥ -١)

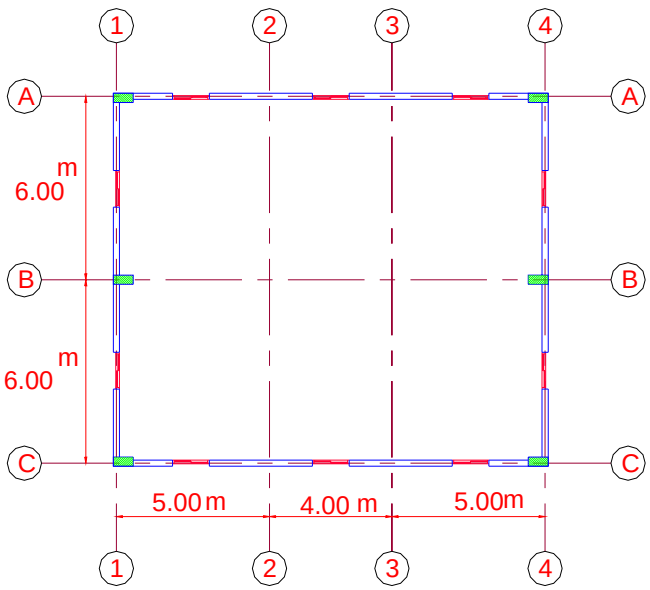
الشكل رقم (٥ -٨) يبين قطاع رأسي لسقف خرساني في مبنى إداري حيث أن المسقط الأفقي المعماري موضح بالشكل رقم (٥ -٨ -أ). والشكل رقم (٥ -٨ -ب) يبين النظام الإنشائي للسقف . مع العلم بأن :

الحوائط مبنية من الطوب الخفيف بسمك ٢٠ سم (كثافة الطوب ١,٢ طن/ م٣).

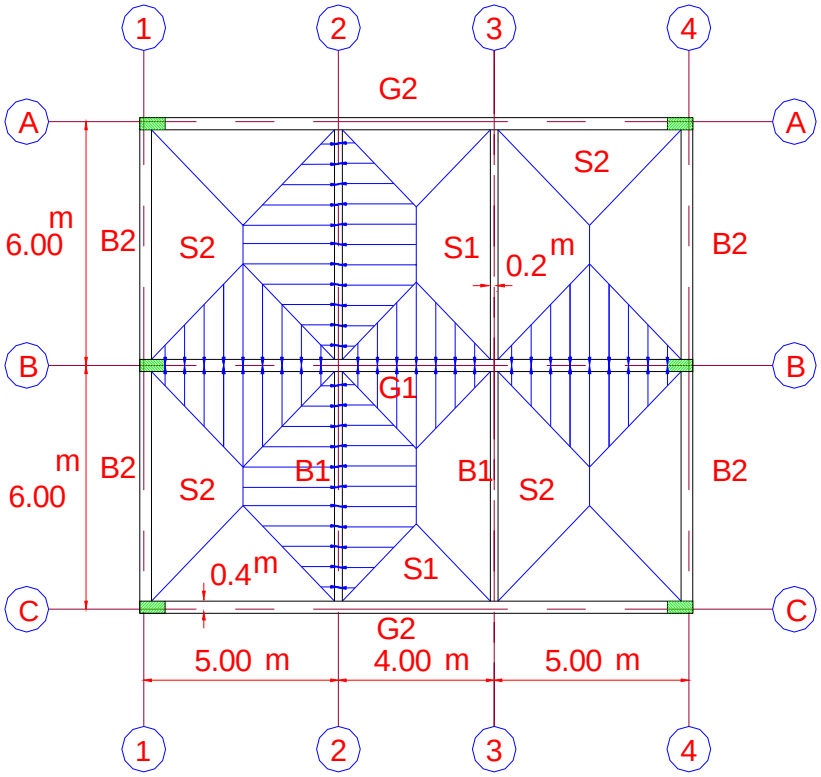
ارتفاع الدور الصافي للمبنى = ٣,٠ متر . انظر الشكل رقم (٥ -٨ -جـ). والمطلوب:

١) حساب أحمال التشغيل على الكمرات الثانوية B_1 ، B_2 وكذلك على الكمرة الرئيسية G_1 .

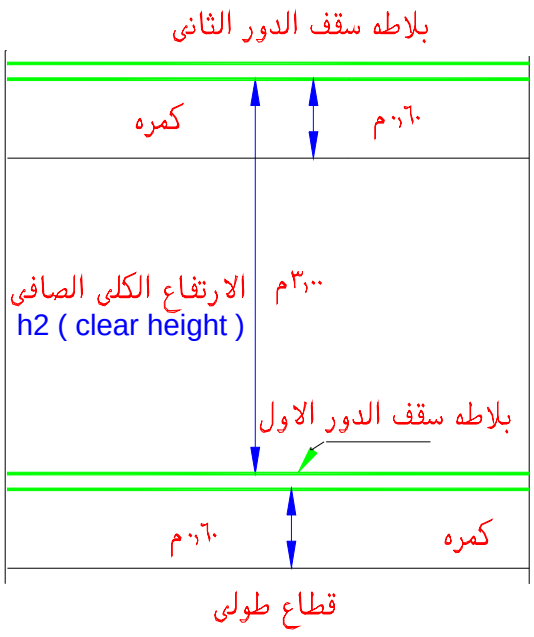
٢) حساب ورسم قوى القص وعزوم الإنحناء للكمرات المذكورة في المطلوب الأول.



شكل رقم (٥ -٨ -أ)



شكل رقم (٥ -٨ -ب)

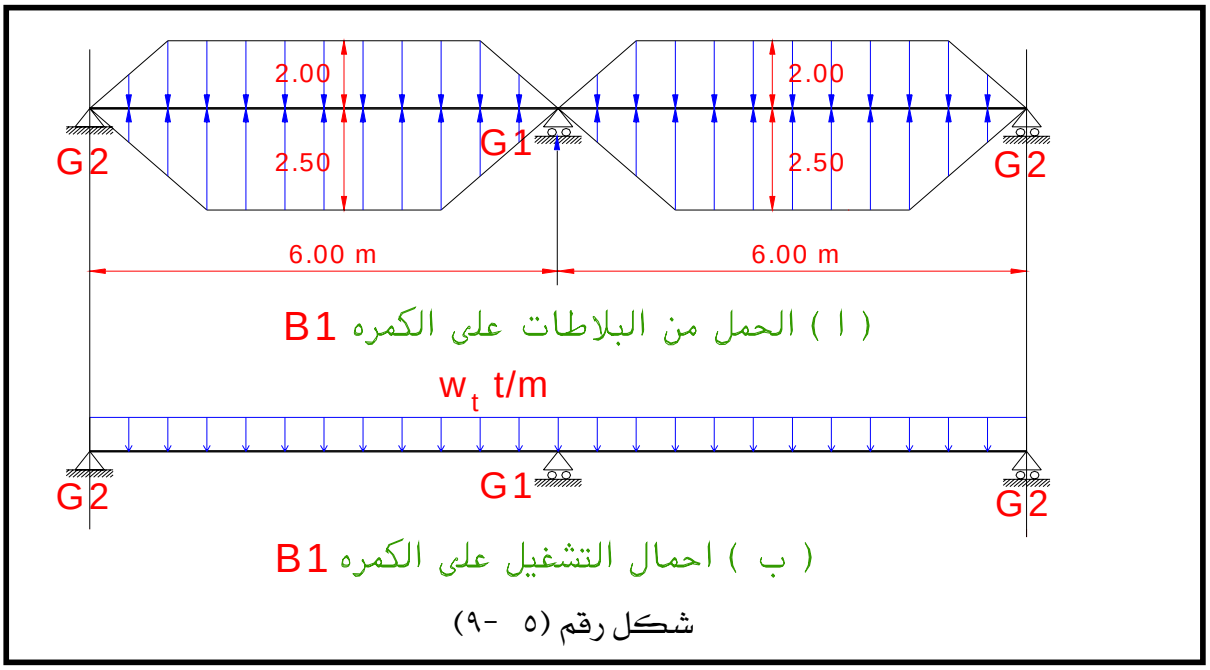


شكل رقم (٥ -٨ -جـ)

الحل

أولا : حساب الأحمال على الكمرات B_1 ، B_2 ، G_1

حساب أحمال التشغيل على الكمرة B_1 انظر الشكل رقم (٥ -٩)



شكل رقم (٥ -٩)

W_t on beam B_1 = loads from slab + o. w. of beam

Loads on slab:

Assume $t_s = 12$ cm $= 0.12$ m

O.W. of slab $= 0.12 \times 2.5 = 0.30$ t/m^2 $= 3.0$ KN / m^2

O.W. of flooring $= 0.15$ t/m^2 $= 1.5$ KN / m^2

L.L $= 0.30$ t/m^2 $= 3.0$ KN / m^2

Total load on slab $= 0.75$ t/m^2 $= 7.5$ KN / m^2

Slab s_1 is 4×6 m

$r_1 = 6/4 = 1.5$

$\alpha_1 = 0.853$ and $\beta_1 = 0.667$ (from table 5-1)

Slab s_2 is 5×6 m

$r_2 = 6/5 = 1.2$

$\alpha_1 = 0.769$ and $\beta_1 = 0.582$ (from table 5-1)

Beam B_1 has two equal span = 6.0 m

Assume b =20 cm

And t = span / 10 = 60 cm

وعلي ذلك يكون:

أحمال التشغيل (working loads) المؤثرة على الكمرة B_1 لحساب عزوم الإنحناء كالآتي:

W_{α} = total working load for moment

$= 0.853 \times 0.75 \times 4/2 + 0.769 \times 0.75 \times 5/2 + 0.2\ (0.6 - 0.12) \times 2.5 = 2.96$ t/m

أحمال التشغيل (working loads) المؤثرة على الكمرة B_1 لحساب قوى القص كالآتي:

W_{β} = total working load for shear

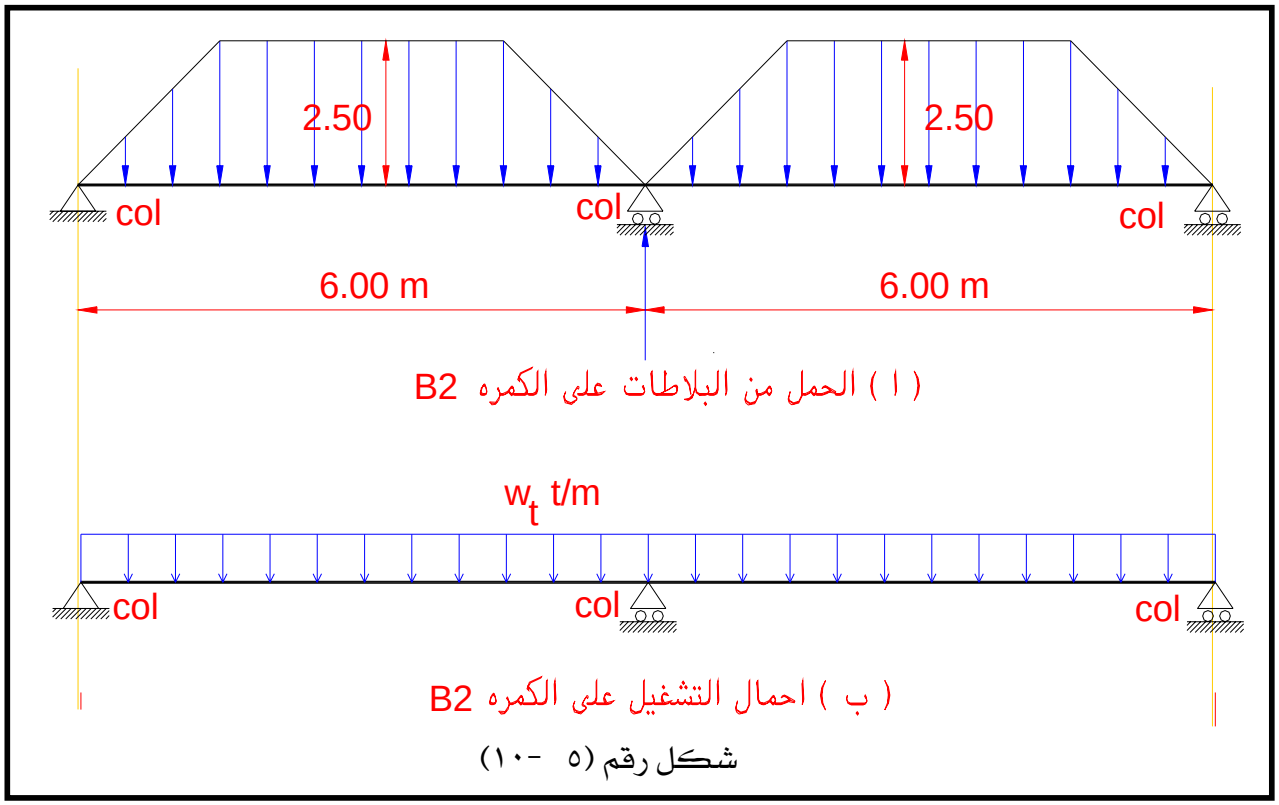
$= 0.667 \times 0.75 \times 4/2 + 0.582 \times 0.75 \times 5/2 + 0.2\ (0.6 - 0.12) \times 2.5 = 2.33$ t/m

ملاحظة: يتضح من المسقط الأفقي المعماري أن الكمرة الثانوية B_1 لا تحمل أي حوائط .

أما الكمرة الثانوية B_2 تحمل حوائط لأنها على المحيط الخارجي للمبني .

وكذلك الكمرة (العارضة) الرئيسية (Main girder) G_1 لا تحمل أيضا أي حوائط.

حساب أحمال التشغيل على الكمرة B_2 انظر الشكل رقم (٥ -١٠)



شكل رقم (٥ -١٠)

Loads on slab:

Assume t s = 12 cm = 0.12 m

O.W. of slab = $0.12 \times 2.5 = 0.30$ t/m^2

O.W. of flooring = 0.15 t/m^2

L.L = 0.30 t/m^2

Total load on slab = 0.75 t/m^2

Slab s_2 is 5×6 m

$r_2 = 6/5 = 1.2$

$\alpha_1 = 0.769$ and $\beta_1 = 0.582$

Beam B_2 has two equal span = 6.0 m

Assume b =20 cm

And t = span / 10 = 60 cm

Loads from wall:

H_{wall} = ارتفاع الحائط = 3.0 – 0.6 = 2.4 m

$W_{wall} = \gamma_b \times t_w$ + o.w. of plaster $= 1.2 \times 0.2 + 0.05 = 0.29$ t/m^2

وعلي ذلك يكون:

أحمال التشغيل (working loads) المؤثرة على الكمرة B_2 (لحساب عزوم الإنحناء) كالآتي:

W_α = total working load for moment

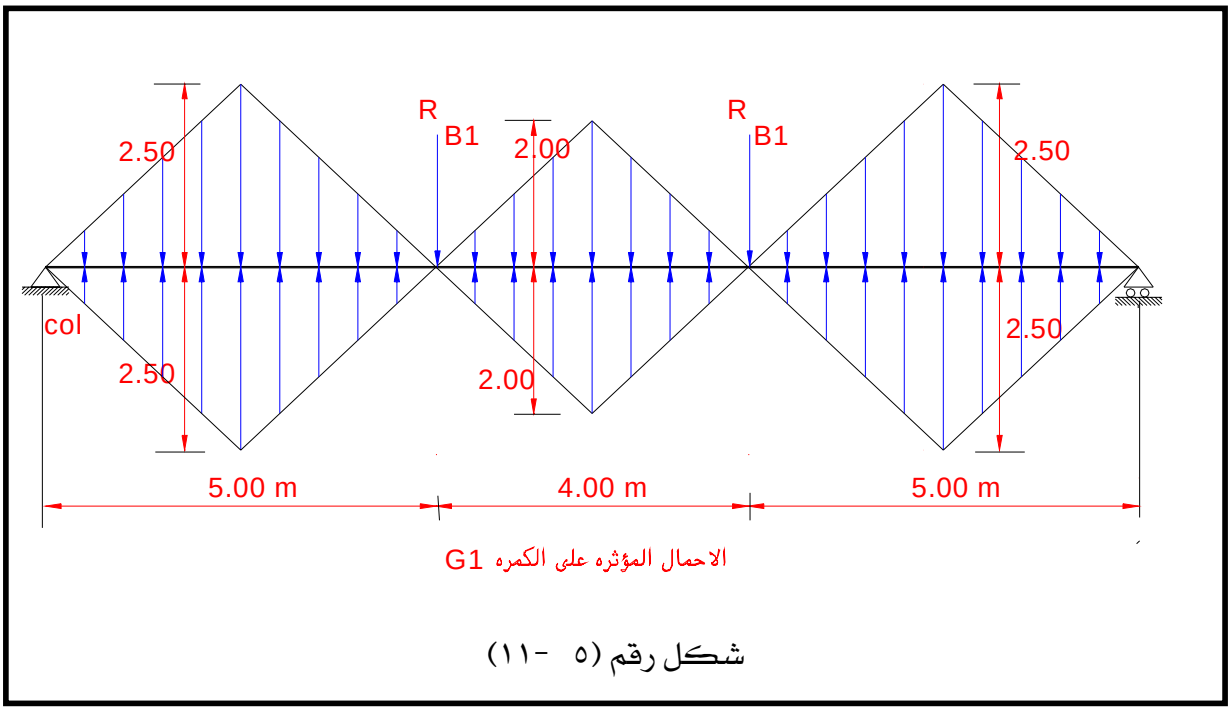
$= 0.769 \times 0.75 \times 5/2 + 0.2\ (0.6 - 0.12) \times 2.5 + 0.29 \times 2.4 = 2.38$ t/m

أحمال التشغيل (working loads) المؤثرة على الكمرة B_2 (لحساب قوى القص) كالآتي:

W_β = total working load for shear

$= 0.582 \times 0.75 \times 5/2 + 0.2\ (0.6 - 0.12) \times 2.5 + 0.29 \times 2.4 = 2.38$ t/m

حساب أحمال التشغيل على الكمرة G_1 انظر الشكل رقم (٥ -١١).



شكل رقم (٥ -١١)

بفرض أن عرض الكمرة G_1 = ٤٠ سم = ٠,٤ متر

وأن عمقها = ٩٠ سم = ٠,٩ متر وعلي ذلك يكون :

الحمل الكلي الموزع على الكمرة = مجموع أحمال المساحات / البحر الكلي للكمرة . مضافا إلى ذلك الوزن الذاتي للكمرة .

ملاحظة هامة : لاحظ أن أكبر شدة للأحمال ليست في منتصف البحر للكمرة بالإضافة إلى أن الحمل لا يغطي بحر الكمرة بالكامل . وعلي ذلك سيكون الحمل المكافئ (للعزوم وقوى القص وردود الأفعال) هو W_β. حيث $(\alpha = \beta = 0.5)$. انظر الجدول رقم (٥ -٢) .

W_t = total working load on G_1 = $\sum$ loading area / span + o.w. of girder

i.e.

$$W_\alpha = W_\beta = (2 \times 0.75 \times 0.5 \times 4 \times 4/2 + 2 \times 2 \times 0.75 \times 0.5 \times 5 \times 5/2) / 14$$

$$+ 0.4 \times (0.9 - 0.12) \times 2.5 = 1.77 + 0.78 = 2.55 \text{ t/m}$$

لحساب الحمل المركز من الكمرة B_1 على الكمرة الرئيسية G_1 نتبع الآتي :

١) يسمى هذا الحمل المركز برد الفعل التشغيلي (working reaction) من الكمرة B_1 على الكمرة الرئيسية G_1 وليكن R_{B1} .

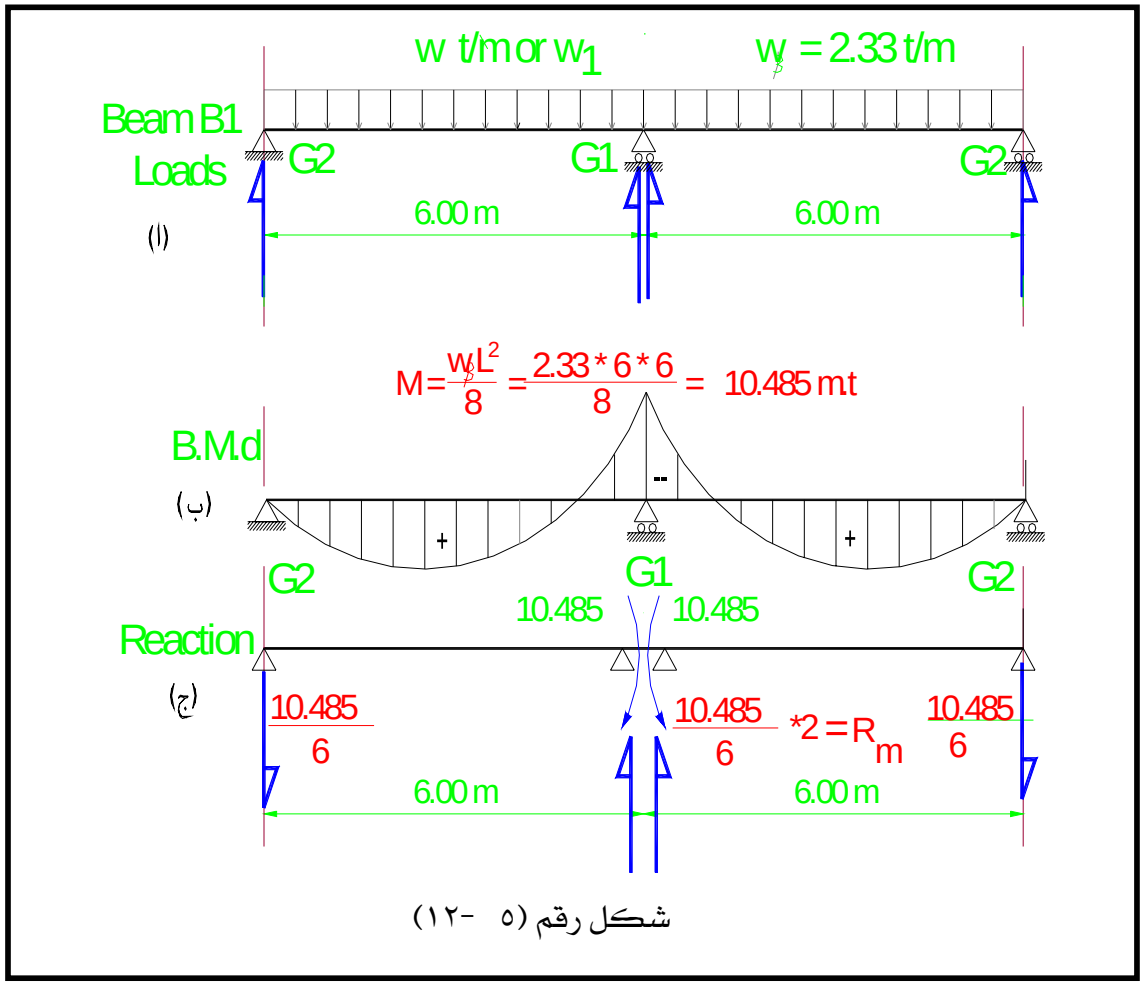
٢) جميع ردود أفعال الكمرات الثانوية على الكمرات الرئيسية (العارضات) الحاملة لها ، وكذلك الأحمال على الأعمدة ، يجب أن تحسب من الحمل المكافئ للقص (load for shear coefficient) (w_β) .... وعلي ذلك يكون :

$$R_{B1} = R_w + R_m$$

حيث : R_w = رد الفعل من الحمل المؤثر .

R_m = رد الفعل من العزوم على الكمرة B_1.

انظر الشكل رقم (٥ -١٢) والذي يمثل الأحمال والعزوم على الكمرة B_1 .



شكل رقم (٥ -١٢)

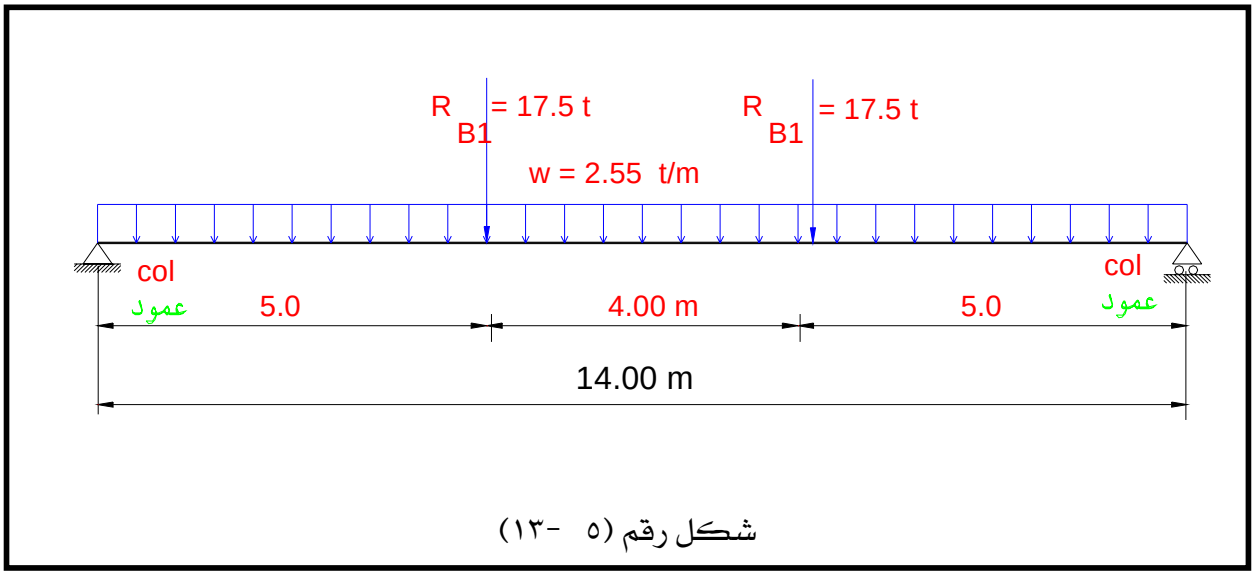
يتضح من هذا الشكل أن :

$$R_w = (w_\beta \times L/2) \times 2 = (2.33 \times 6/2) \times 2 = 13.98 \quad \text{ton}$$

$$R_m = (M_{-ve}/L) \times 2 = (w_\beta \times L^2/8L) \times 2 = (2.33 \times 6 \times 6 / (8 \times 6)) \times 2 = 3.495 \text{ ton}$$

$$\text{i.e. } R_{B1} = 3.495 + 13.98 = 17.5 \text{ ton}$$

وعلي ذلك تكون الأحمال المؤثرة على الكمرة الرئيسية G_1 كما هو موضح بالشكل رقم (٥ -١٣).

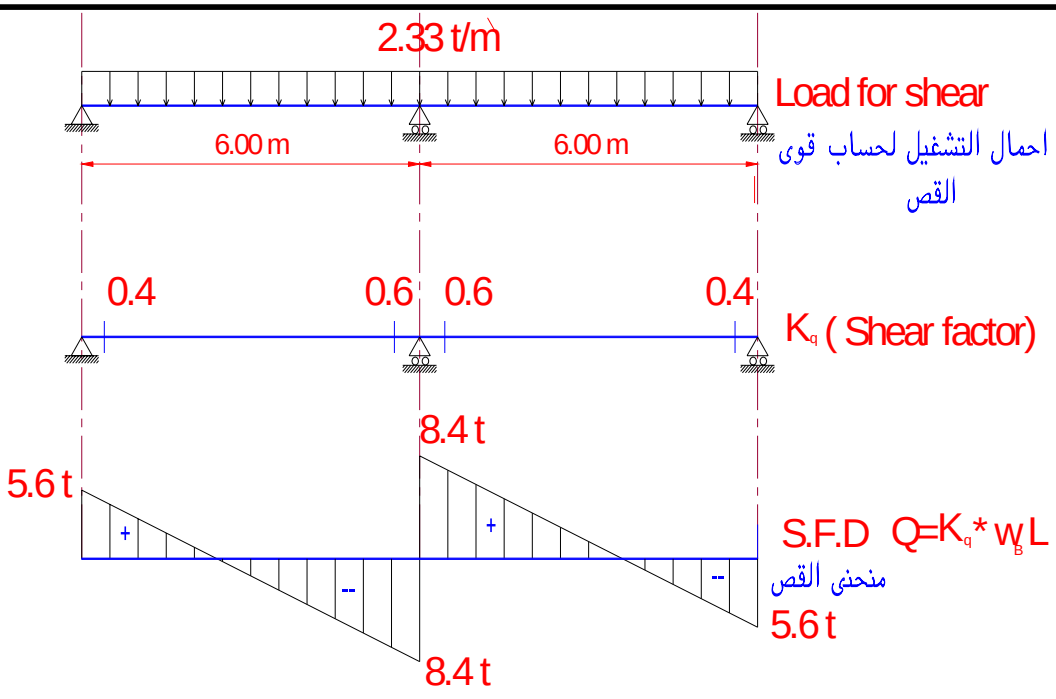


شكل رقم (٥ -١٣)

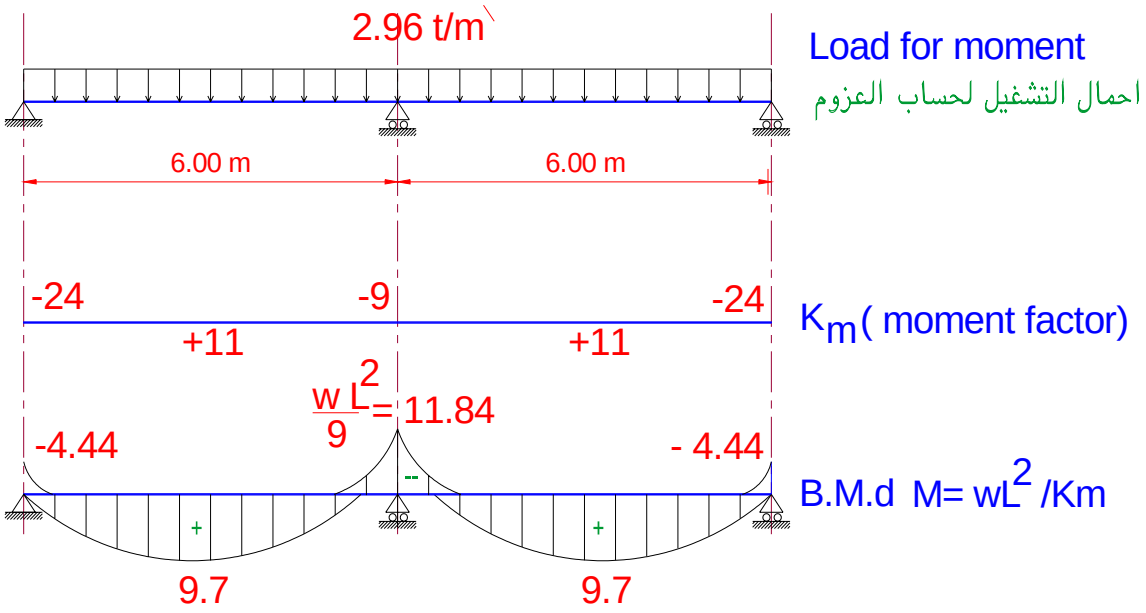
تابع المثال (٥ -١)

ثانيا : حساب قوى القص وعزوم الإنحناء على الكمرات B_1 ، B_2 ، G_1

١) الكمرة B_1 (ذات بحرين ويؤثر عليها حمل موزع بانتظام) انظر الشكل رقم (٥ -١٤) و (٥ -١٥)



شكل رقم (٥ -١٤)



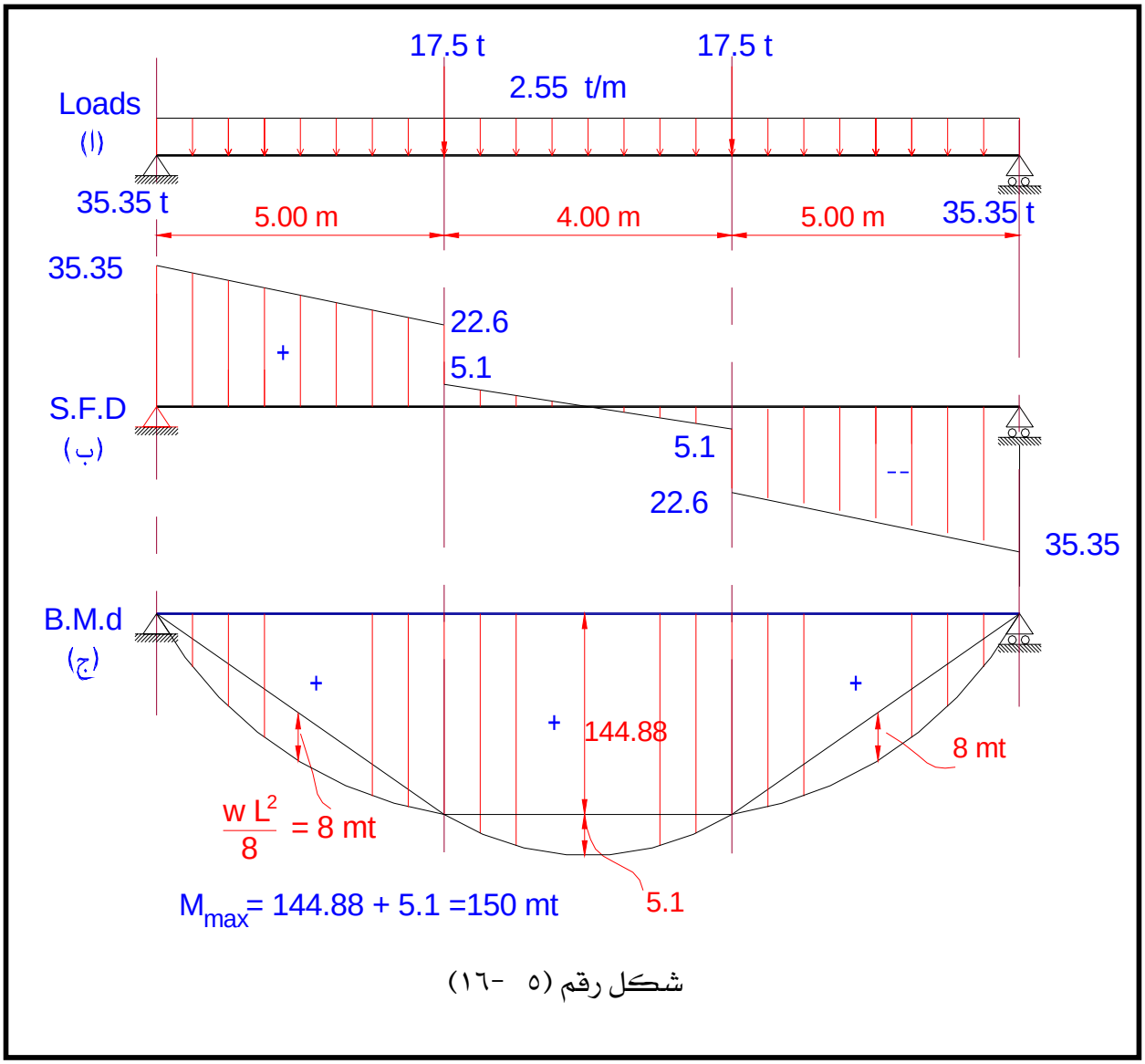
شكل رقم (٥ -١٥)

٢) الكمرة B_2 (ذات بحرين ويؤثر عليها حمل موزع بانتظام) حيث :

W_{β} (for shear) = 1.74 t/m
W_{α} (for moment) = 2.22 t/m

تمرين: احسب وارسم منحنيات القص وعزوم الإنحناء على الكمرة B_2 .

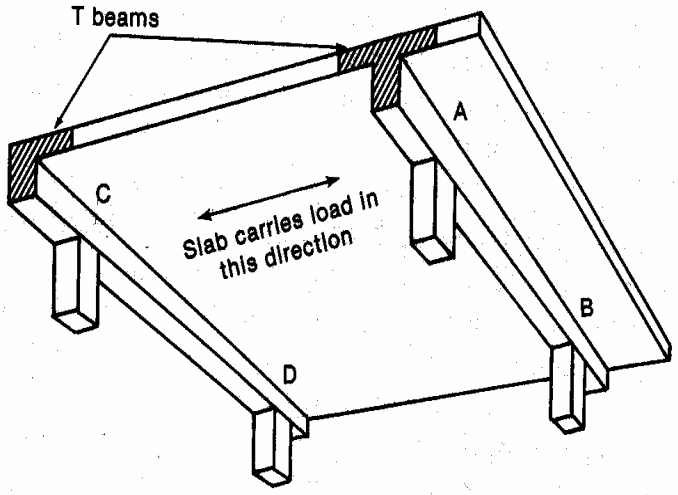
٣) الكمرة G_1 انظر الشكل رقم (٥ -١٦).



شكل رقم (٥ -١٦)

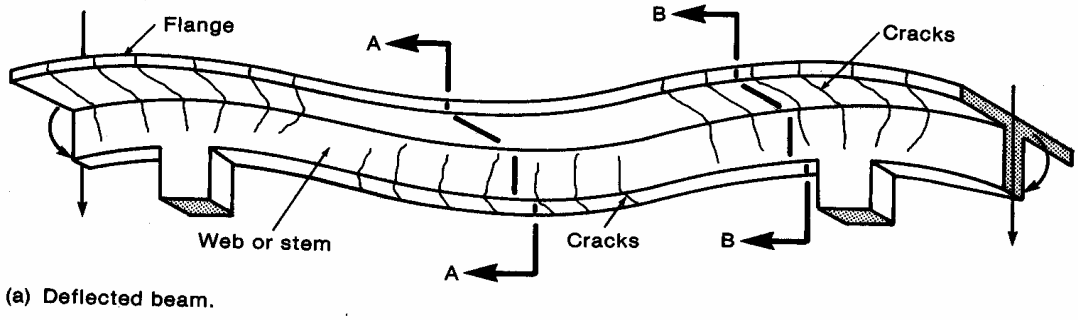
٥ -٦ : تصميم القطاعات الخرسانية للكمرات Design of R.C. Sections of Beams

بعد التحليل الإنشائي للكمرات تحت تأثير القوى المختلفة المؤثرة عليها وحساب قوى القص وعزوم الإنحناء . تأتي بعد ذلك مرحلة تصميم وتحليل القطعات الحرجة لهذه الكمرات. ويختلف القطاع الخرساني حسب مكانه على الكمرة وحسب الأحمال المؤثرة عليه . ولتوضيح ذلك نقوم بدراسة الشكل رقم (٥ -١٧) والمكون من كمرتين وبلاطة من الخرسانة المسلحة المحملة في اتجاه واحد.



شكل رقم (٥ -١٧)

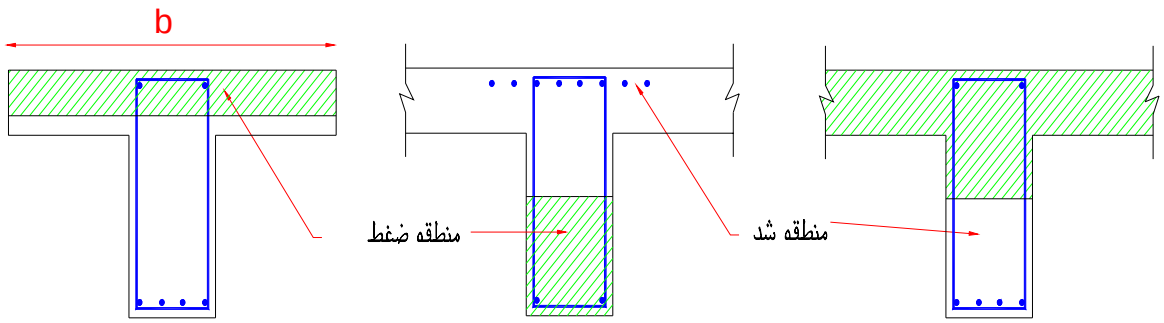
والشكل رقم (٥ -١٨) يوضح الكمرة A-B بعد حدوث إنحراف (Deflection) بها نتيجة تأثيرالأحمال المختلفة المؤثرة عليها .ونتيجة لهذه الأحمال ينشأ عزم انحناء موجب عند منتصف بحر هذه الكمرة (القطاع A-A) وعزم انحناء سالب فوق الركائز (القطاع B-B) ولذلك نجد أن :



شكل رقم (٥ -١٨)

١) عند منتصف البحر توجد منطقة الضغط في الجزء العلوي من الكمرة كما هو موضح في الأشكال (٥ -١٩أ) و (٥ -١٩ب). وبدراسة الشكل (٥ -١٩أ) نجد أن محور التعادل (Neutral Axis) يقع داخل بلاطة السقف والتي تمثل شفة الكمرة . وذلك يعني أن منطقة الضغط مستطيلةالشكل .ولكن في بعض الأحيان قد يتغير موضع محور التعادل أو الخمول إلى أسفل ويقع في عصب الكمرة معطيا منطقة ضغط على شكل حرف T كما هو موضح في الشكل رقم (٥ -١٩ جـ)

٢) عند الركائز توجد منطقة الضغط في الجزء السفلي من الكمرة وغالباما تكون مستطيلة الشكل كما هو موضح في الشكل رقم (٥ -١٩ب).



(ا) قطاع A-A
(منطقه ضغط مستطيله الشكل)

(ب) قطاع B-B
عزم انحناء سالب

(ج) قطاع A-A
(قطاع شكل حرف T منطقه ضغط)

شكل رقم (٥ -١٩)

وعلي وجه العموم يمكن تصنيف القطاعات المختلفة لهذه الكمرات إلى الآتي :

أ) قطاعات مستطيلة وتتحقق إذا كانت منطقة الضغط مستطيلة الشكل (انظر الأشكال (٥ -١٩أ)، (ب)، (جـ))

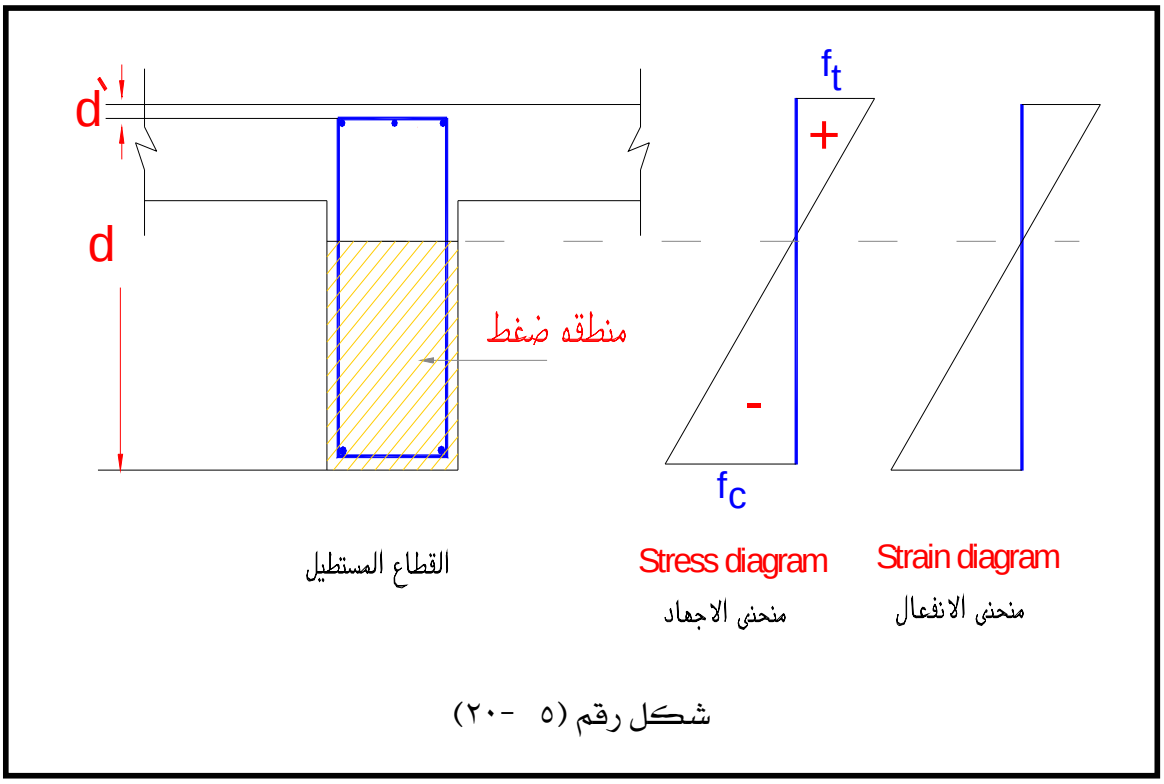
ب) قطاعات على شكل حرف T (T-shaped) إذا كانت منطقة الضغط على شكل T (انظر الشكل ٥ -١٩ جـ)

ملحوظة : إذا كانت منطقة الضغط على شكل حرف L (L-shaped) فإن قطاع الكمرة يصمم على أنه قطاع L (L-Section)>.

٥ -٦ -١ : طريقة تصميم القطاعات الخرسانية المستطيلة الشكل

الطريقة الرئيسية لتصميم القطاعات المستطيلة طبقا لنظرية المرونة والمعروفة بطريقة إجهادات التشغيل وطبقا للوائح القياسية تلخص هذه الطريقه فى التالى :

١) يفترض أن توزيع الإجهاد خطي (Linear) على طول القطاع كما هو موضح في الشكل رقم (٥ -٢٠).



شكل رقم (٥ -٢٠)

٢) بفرض أن الخرسانة فى منطقة الشد مهملة وتعمل فقط في منطقة الضغط مع حديد التسليح أما الحديد فهو الذى يتحمل إجهاد الشد بالكامل والمواصفات القياسية المختلفة فى العالم تعطى قيما مسموح بها لكل من إجهاد الخرسانة المسموح به f_c في الضغط وكذلك إجهاد حديد التسليح المسموح به فى الشد والضغط f_s.

٣) بعد حساب الأحمال المؤثرة على الكمرة كما ذكر سابقا فى البنود أرقام (٥ -٥ -١)، (٥ -٥ -٢)، (٥ -٥ -٣)، (٥ -٥ -٤) يمكن حساب عزم الإنحناء (M) المؤثر على القطاع الخرسانى وكذلك قوة القص (Q) المؤثرة على نفس القطاع .

٤) نحسب عمق القطاع الخرسانى d من المعادلة التالية :

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \qquad (4\text{-}1)$$

حيث:

d = عمق القطاع الخرسانى المستطيل (Depth of R.C. Sec.) شاملا سمك البلاطة الخرسانية

(انظر الشكل رقم (٥ -١٩) & (٥ -٢٠))

k_1 = ثابت يعتمد على كل من إجهاد تشغيل الخرسانة المسموح به (f_c) وكذلك على إجهاد تشغيل التسليح المسموح به (f_s) انظر الجدول رقم (٤ -١) السابق ذكره فى الباب الرابع.

B = عرض القطاع الخرسانى فى منطقة الضغط.

٥) نختار قيما تصميمية لكل من f_{cu} وبالتالى f_c وكذالك f_s , b

فمثلا : إذا كانت :

$f_{cu} = 250\ kg/cm^2$, $f_c = 80\ kg/cm^2$ and $f_s = 1400\ kg/cm^2$

So, $k_1 = 0.253$, $k_2 = 1185$

٦) يمكن حساب عمق القطاع الخرسانى d من العلاقه الموضحة فى المعادلة رقم (٤ -١)

٧) يمكن حساب مساحة مقطع حديد التسليح A_s المطلوب من العلاقة التالية :

$$A_s = \frac{M}{k_2 \times d} \qquad (4\text{-}2)$$

From figure (5-21)

$t = d + d'$

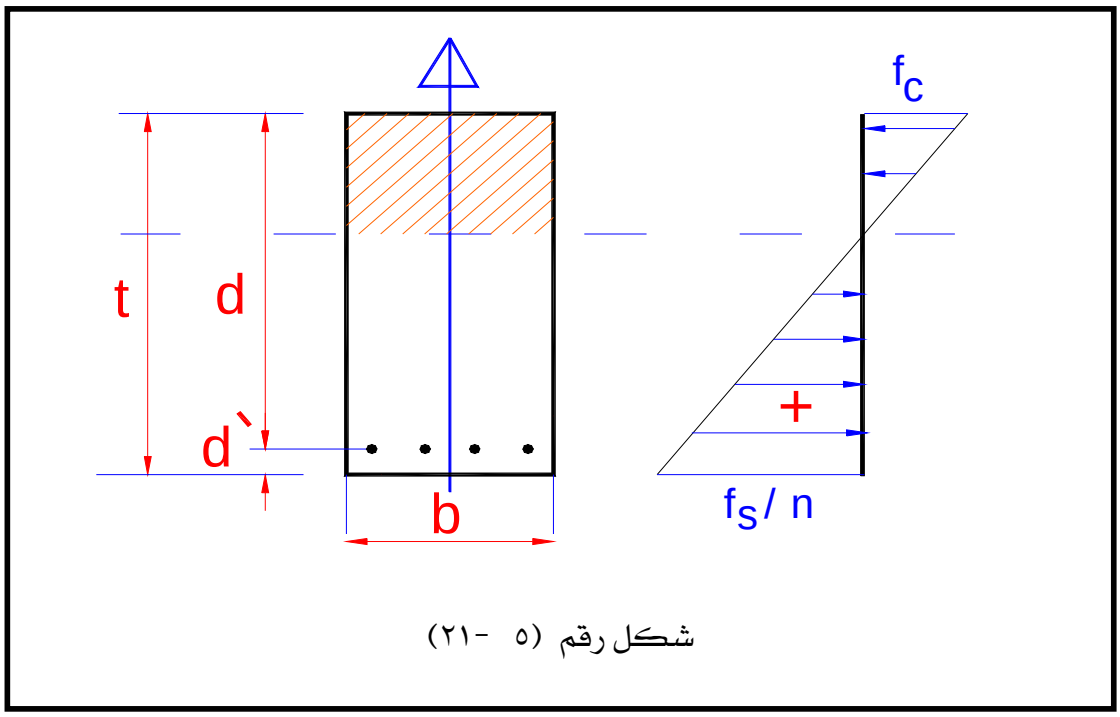
Where; $d' = 3 + Ø/2 + (2.5 + Ø/2) \times (n-1)$

حيث : n = عدد صفوف أسياخ حديد التسليح .

يتضح أنه إذا كانت عدد صفوف أسياخ التسليح (n) = صف واحد ، Ø = ٢٠ مم فإن :

$d' = 3 + Ø/2 \approx 4$ cm.

وهذا يمثل أقل غطاء خرسانى للحديد . انظر الشكل (٥ -٢١).



شكل رقم (٥ -٢١)

٥ -٦ -٢: تصميم القطاعات الخرسانية على الشكل T وL (الكمرات ذات الشفة)

(Flanged Beam)

توجد أشكال مختلفة للكمرات ذات الشفة . مثال ذلك الشكل ∏ والشكل I والشكل T والشكل L وفي هذا البند سوف نعتبر في التصميم الشكل T والشكل L فقط (الشكل ٥ -٢٢).

وفي جميع الأحوال فإن الشفة يجب أن تكون من ناحية جهة الضغط من القطاع وذلك لإضافتها في التصميم للقطاع والإستفادة منها في إنقاص العمق التصميمي .

وحالة الكمرة بسيطة الإرتكاز تعتبر مثالاً جيداً للكمرة ذات الشفة على شكل حرف T . والشفة للقطاع ما هي إلا بلاطة السقف المحمل على الكمرة . وعلي حافة أي طابق (Floor) فإن كل قطاعات الكمرات عند منتصف بحورها تعتبر قطاعات على شكل حرف L .

والعرض الفعال (B) لبلاطة السقف التي يمكن أخذها في الاعتبار في تصميم القطاع على شكل حرف T والقطاع شكل حرف L يكون كالتالي:

العرض الفعال B من البلاطة يؤخذ القيمة الأصغر من القيم التالية :

أ) للقطاع شكل حرف T

$$B = 12\, t_s + b$$

Or $B = L/3$ (for simple beams) (4-3)

Or $B = L/4.5$ (for continuous beams)

ب) للقطاع شكل حرف L

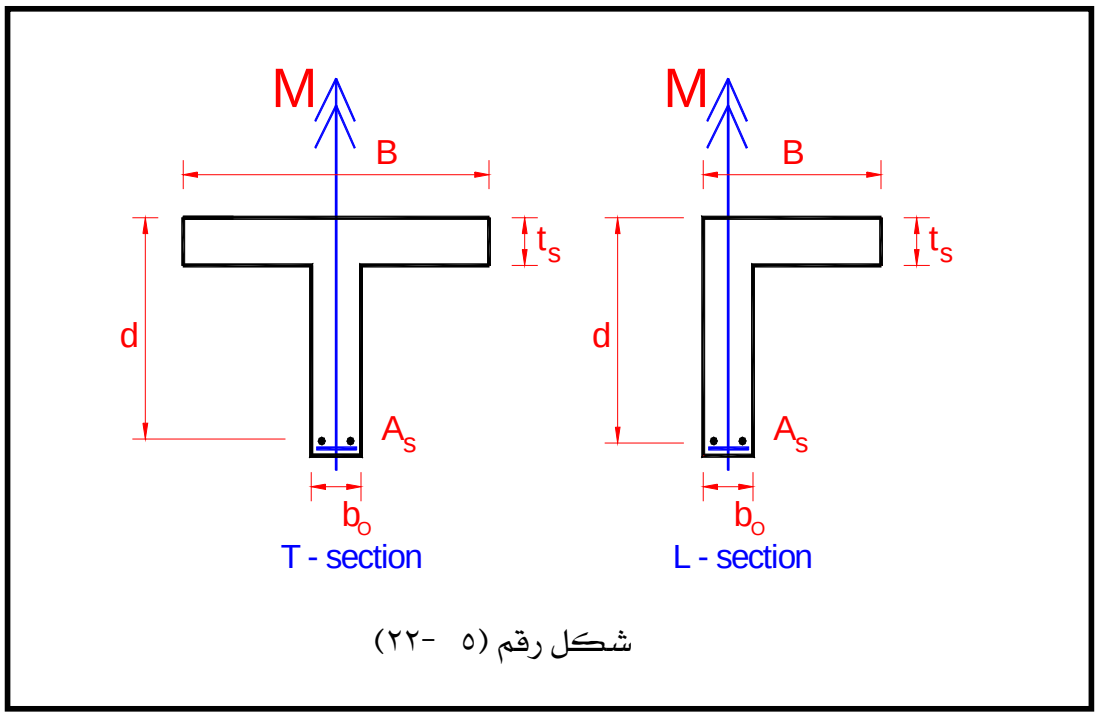
$$B = 4.5\, t_s + b$$

Or $B = L/6$ (for simple beams) (4-4)

Or $B = L/9$ (for continuous beams)

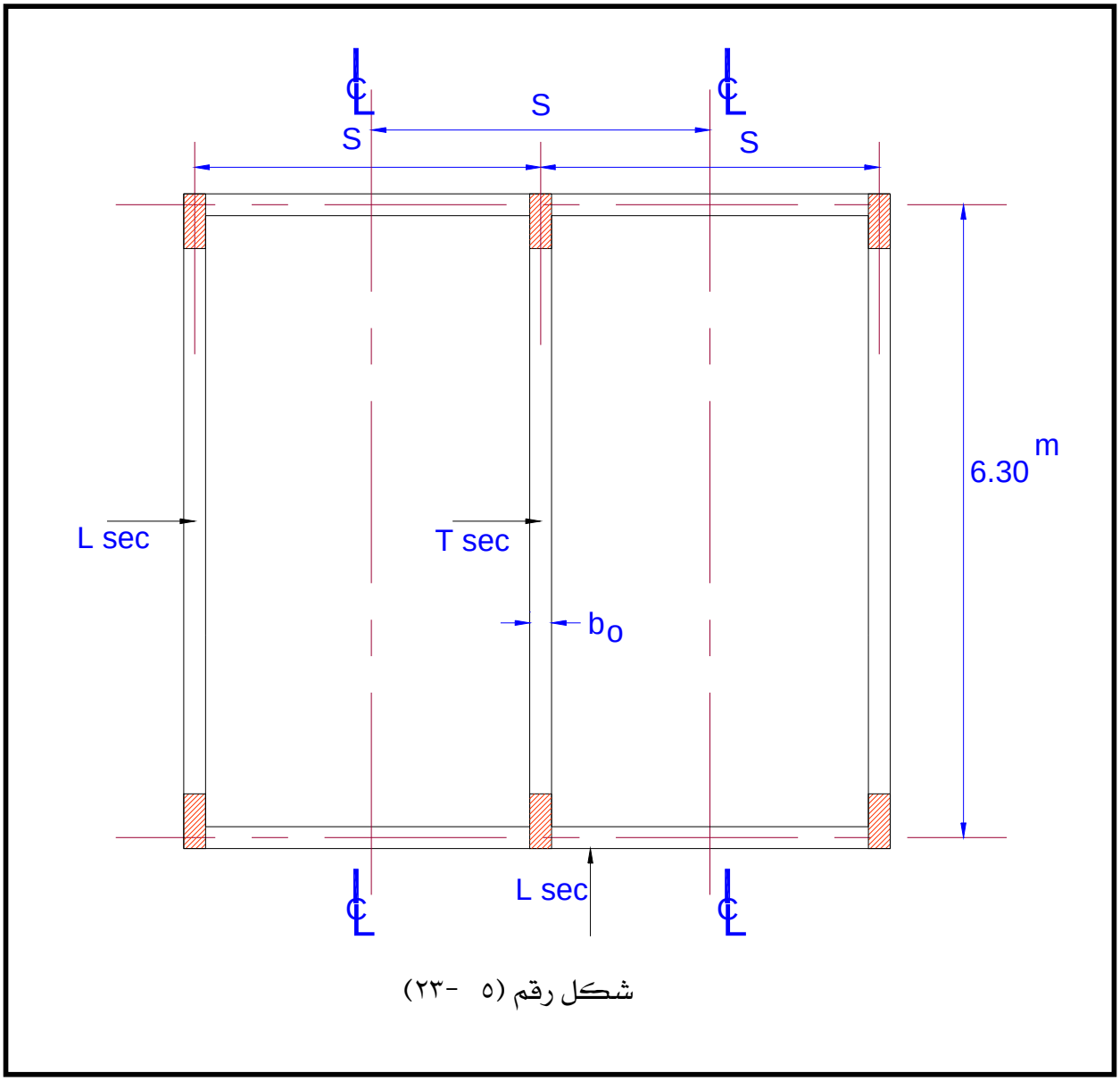
t_s = سمك بلاطة السقف . ويجب ألا تقل عن ٨ سم حيث

L = البحر الفعال للكمرة.



شكل رقم (٥ -٢٢)

ملحوظة : القيمة القصوى للعرض (Maximum B) هي المسافة بين محوري البلاطتين المتجاورتين للكمرة . كما بالشكل رقم (٥ -٢٣).



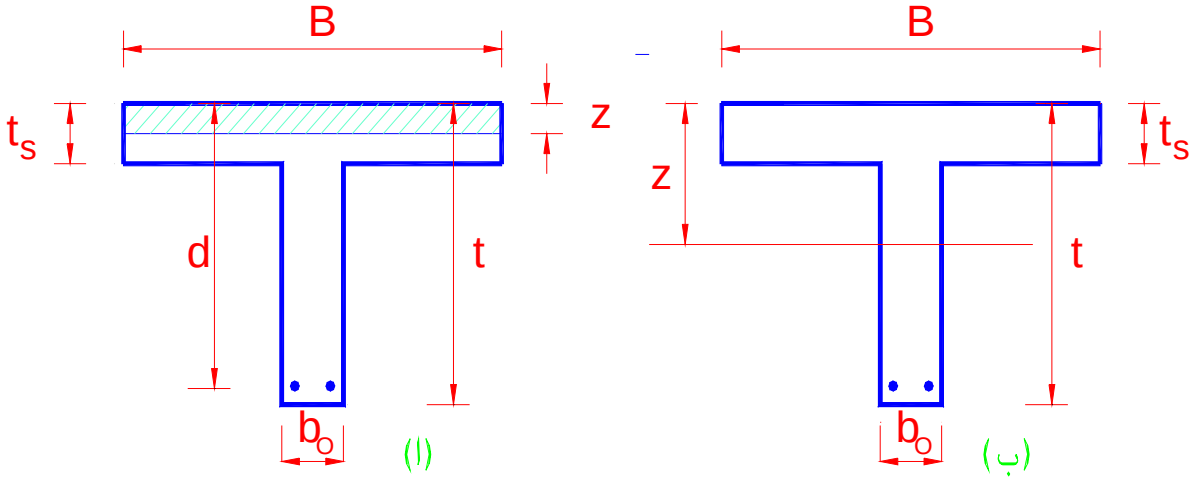
شكل رقم (٥ -٢٣)

طريقة تصميم القطاع على شكل T أو L

بالنسبة للقطاع شكل حرف T توجد حالتان : -

١) حالة يكون فيها عمق محور الخمول (Z) أقل من تخانة البلاطة (الشفة) كما هو مبين بالشكل (٥ -٢٤ أ) وفي هذه الحالة يصمم القطاع على أنه مستطيل.

٢) حالة يكون فيها عمق محور الخمول (Z) اكثر من تخانة بلاطة السقف (الشفة)كما هو مبين بالشكل (٥ -٢٤ ب). وفي هذه الحالة يصمم القطاع على أنه T.



شكل رقم ٥ -٢٤)

وعلي العموم يجب حساب عمق محور الخمول((neutral axis distance (z) من المعادلة الآتية:

$$Z = 0.14\sqrt{\frac{M}{B}} \qquad (4\text{-}5)$$

وعليه يجب حساب قيمة معامل التخفيض (r) لعرض الشفة B .حيث B تمثل العرض الإبتدائى السابق حسابه وB_r العرض بعد التخفيض. حيث:

$$B_r = r \times B \qquad (4\text{-}5)$$

والجدول رقم (٥ -٣) يبين قيم معامل التخفيض (r). والذي يعتمد على B/b_0 & t_s/z

جدول رقم (٥ -٣) قيم معامل التخفيض (r) (Br=r.B)

	t_s/z								
B/b_0	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2
2.0	1.0	1.0	.98	.96	.92	.88	.82	.76	.68
2.5	1.0	.99	.98	.95	.90	.85	.78	.70	.62
3.0	1.0	.99	.97	.94	.89	.83	.76	.67	.57
3.5	1.0	.99	.97	.94	.89	.82	.74	.65	.54
4.0	1.0	.99	0.97	.93	.88	.81	.73	.63	.52
5.0	1.0	.99	0.97	.93	.87	.80	.71	.61	.49

بعد ذلك نطبق المعادلة الآتية:

$$d = k_1\sqrt{\frac{M}{B_r}}$$

حيث: المعامل k_1 يحسب لإجهاد خرسانة مسموح به ويساوي:

$$f_c' = 0.75 f_c$$

حيث : f_c إجهاد الخرسانة للقطاع المستطيل الشكل .

وبذلك يصبح العمق الكلى (t) للقطاع. يساوي

$$T = d + d'$$

لحساب مساحة مقطع حديد التسليح المطلوب في القطاع شكل T نطبق المعادلة :

$$A_s = \frac{M}{k_2 \times d}$$

حيث: k_2 يمكن تعينها من الجدول رقم (٤ -١) والمقابلة لكل من (f_c') , f_s.

فى النهاية يجب عمل فحص (Check) لإجهادات القص (shear stress) المؤثرة على القطاع كما سبق شرحه في حالة القطاع المستطيل .

إشتراطات عامة :

١) حتى يمكن إعتبار أن الكمرة فى التصميم على شكل حرف T أو شكل حرف L فإن البلاطة يجب أن تكون مصبوبة في نفس الوقت مع الكمرة أو مترابطة معها بطريقة فعالة .

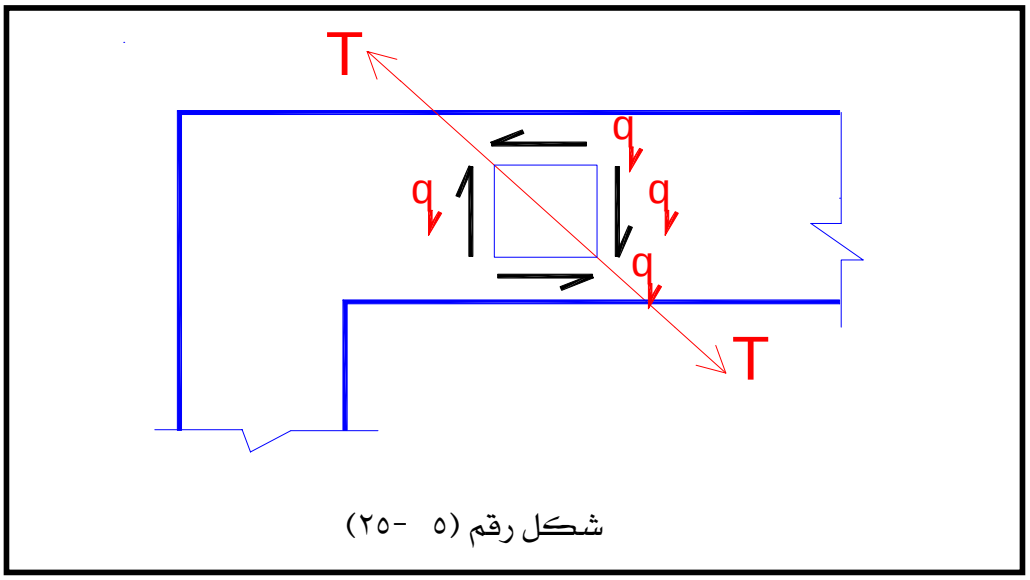
٢) القطاعات على شكل حرف (L) يمكن تصميمها على أساس عرض معين إذا كانت هذه القطاعات غير مسموح لها بالدوران (أى مثبتة الأطراف) وإلا وجب حساب هذه القطاعات على أنها كمرات ذات قطاع مستطيل بإجهاد خرسانة مسموح به يقل ١٥٪ عن القيم المسموح بها للقطاع المستطيل .

٥ -٦ -٣: إجهادالقص Shear stress

نتيجة لقوى القص (shear forces (Q)) المؤثرة على القطاع الخرساني تتولد إجهادات قص (q) (shear stress) تؤدي محصلتهاإلي حدوث شد قطري (T) (Diagonal Tension) في القطاع الخرساني انظر الشكل رقم (٥ -٢٥).

ويمكن حساب إجهاد القص q من المعادلة الآتية:

$$q = \frac{Q}{0.87 \times b \times d} \qquad Kg/cm^2$$



شكل رقم (٥ -٢٥)

مع ملاحظة الآتي:

١) أقصى إجهاد قص تتحمله الخرسانة في القطاع الخرساني بدون تسليح هو ٧ كجم/سم٢.

٢) أقصى إجهاد قص يتحمله قطاع خرساني مسلح (بكانات أو بحديد مكسح) هو ١٨ كجم/سم٢. ويمكن استخدام الكانات + الحديد المكسح لمقاومة القص في الكمرات.

٥ -٦ -٤: كيفية حساب الكانات والحديد المكسح لمقاومة إجهادات القص.

يمكن تلخيص طريقة حساب الكانات المطلوبة والحديد المكسح لمقاومة إجهادات القص في الخطوات التالية:

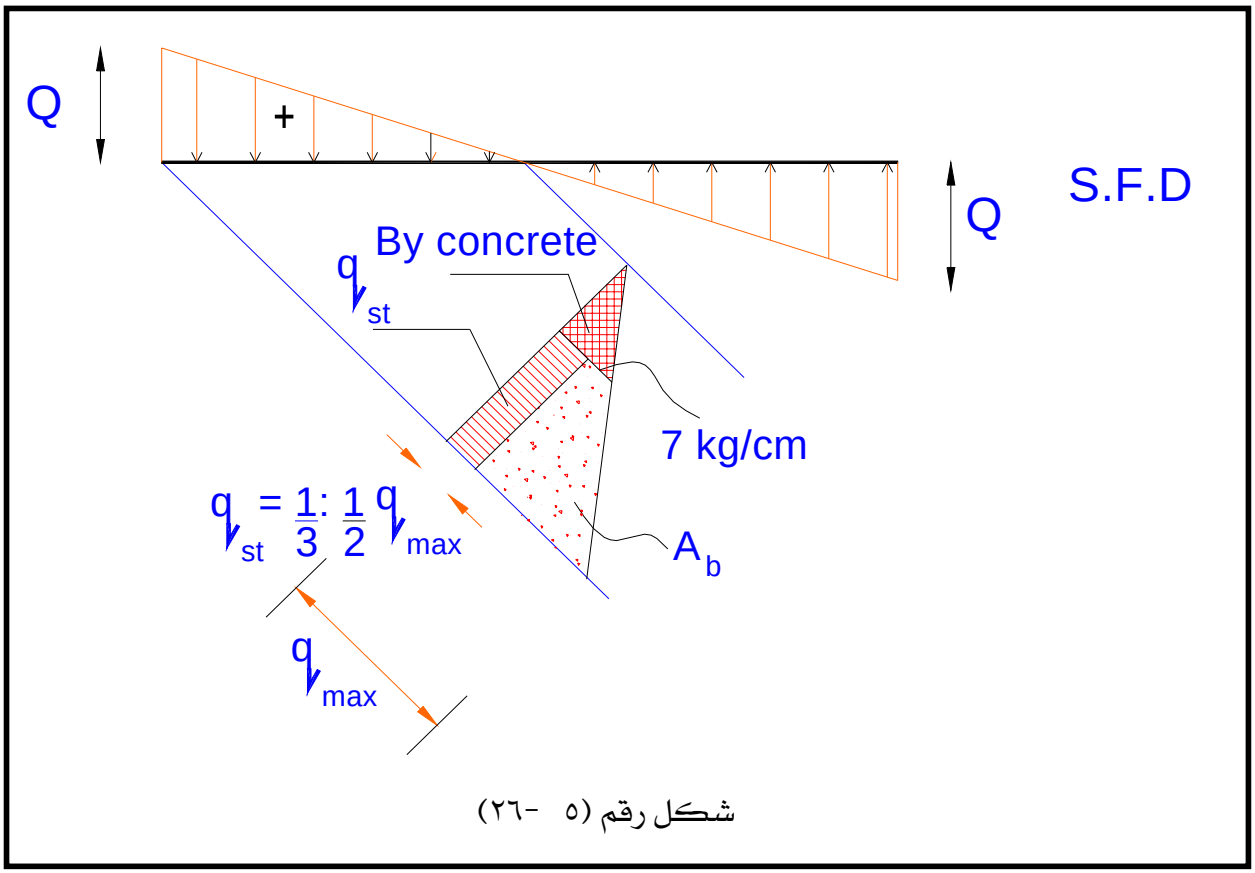
١) إرسم شكل قوى القص (Shear force diagram) (S.F.D). انظر الشكل رقم (٥ -١٤ و٥ - ١٦).

٢) احسب قيمة إجهادات القص من المعادلة التالية:

$$q_{max} = \frac{Q}{0.87 \times b \times d}$$

حيث: q يجب حسابها عند كل نقطة تغير Q عن الخطية (Linearity) . مع ملاحظة أن q_{max} تكون دائما عند وجه العمود (Face of column) .

٣) أخرج قيمة إجهادات القص المقاوم بالخرسانة والمسموح به طبقا للمواصفات القياسية ($7kg/cm^2$). ثم قم بطرحه من شكل إجهادات القص المرسوم كما هو موضح بالشكل رقم (٥ -٢٦).



شكل رقم (٥ -٢٦)

٤) احسب قيمة إجهادات القص التي سوف تقاوم بواسطةالكانات وهي تساوي من ⅓ إلى ½ قيمة q_{max} .

$$\frac{n \times A_{st} \times f_s}{b \times s} \text{ I.e.} \qquad q_{stirrups} = (⅓ : ½)\, q_{max} =$$

حيث : n = عدد فروع الكانة الواحدة (No. of branches of stirrups) .

A_{st} = مساحة فرع كانة واحدة (Area of bar of one branch of stirrups) .

أي أنه لكانة واحدة قطر ٨ مم يكون : ($A_{st} = 0.503\ cm^2$)

f_s = إجهاد الحديد المستخدم وعادة يكون ١٤٠٠ كجم/سم٢ .

b = عرض الكمرة (breadth of beam)

s = المسافة بين كانتين متتاليتين.

٥) نحسب مساحة مقطع الحديد المكسح (A_{sb}) من العلاقة التالية :

$$A_{sb} = \frac{A_b \times b}{f_s}$$

Where; A_b = area from diagram of shear stress.

٥ -٦ -٥: مثال محلول على تصميم الكمرات

صمم قطاع الكمرة B_1 المذكورة في المثال (٥ -١) والتي يؤثر عليها قوى قص وعزوم انحناء كالموضحة في الأشكال أرقام (٥ -١٤& ٥ -١٥) .

الحل

Design data:

L= Effective Span =6.0 m

$Q_{max.\ +ve}$ = 8.4 ton

$Q_{max.\ -ve}$ = 5.6 ton

$M_{max.\ -ve}$ = 11.84 t.m.

$M_{max.\ +ve}$ = 9.7 t.m.

Assume f_{cu} = 250 kg/cm^2

f_c = 90 kg/cm^2

f_s =1400 kg/cm^2

Therefore: Q_{Design} = 8.4 ton

At Sec. 2-2 M_{-ve} = 11.84 t.m.

At Sec. 1-1 M_{+ve} = 9.7 t.m.

From table $k_1 = 0.233$

$k_2 = 1171$

Design of Sec. 2-2 (Slab lies in Tension zone)

So design as a rectangular Sec.

$$d = k_1\sqrt{\frac{M_{2}\times 10^{5}}{b}} = 0.233\sqrt{\frac{11.84\times 10^{5}}{20}} = 56.7cm$$

Take: t = 60 cm

$d_{act.}$ = 56 cm

$$A_s = \frac{M_{2}\times 10^{5}}{k_2\times d_{act}} = \frac{11.84\times 10^{5}}{1171\times 56} = 18.06\ cm^2$$

Take 6 Ø 20 mm (18.8 cm^2)

Check on section 1-1 (slab is in compression zone)

So design as a T section

B (breadth of flange) is taken the least of:

$B = 12\ t_s + b = 12\times 10 + 20 = 140$ cm

Or B = L/4.5 = 600/4.5 = 133.33 cm

Or B = ¢ :¢ =450 cm

I.e. B =133.33 cm

$$Z = 0.14\sqrt{\frac{M_{+ve}}{B}} = 0.14\sqrt{\frac{9.7\times 10^{6}}{133.33}} = 11.94cm$$ And

$Z > t_s > 10$ cm

So: the sec. is actually T sec.

$f_c' = 0.75\ f_c = 0.75\times 90 = 67.5$ kg/cm^2

Take $f_c' = 70$ kg/cm^2

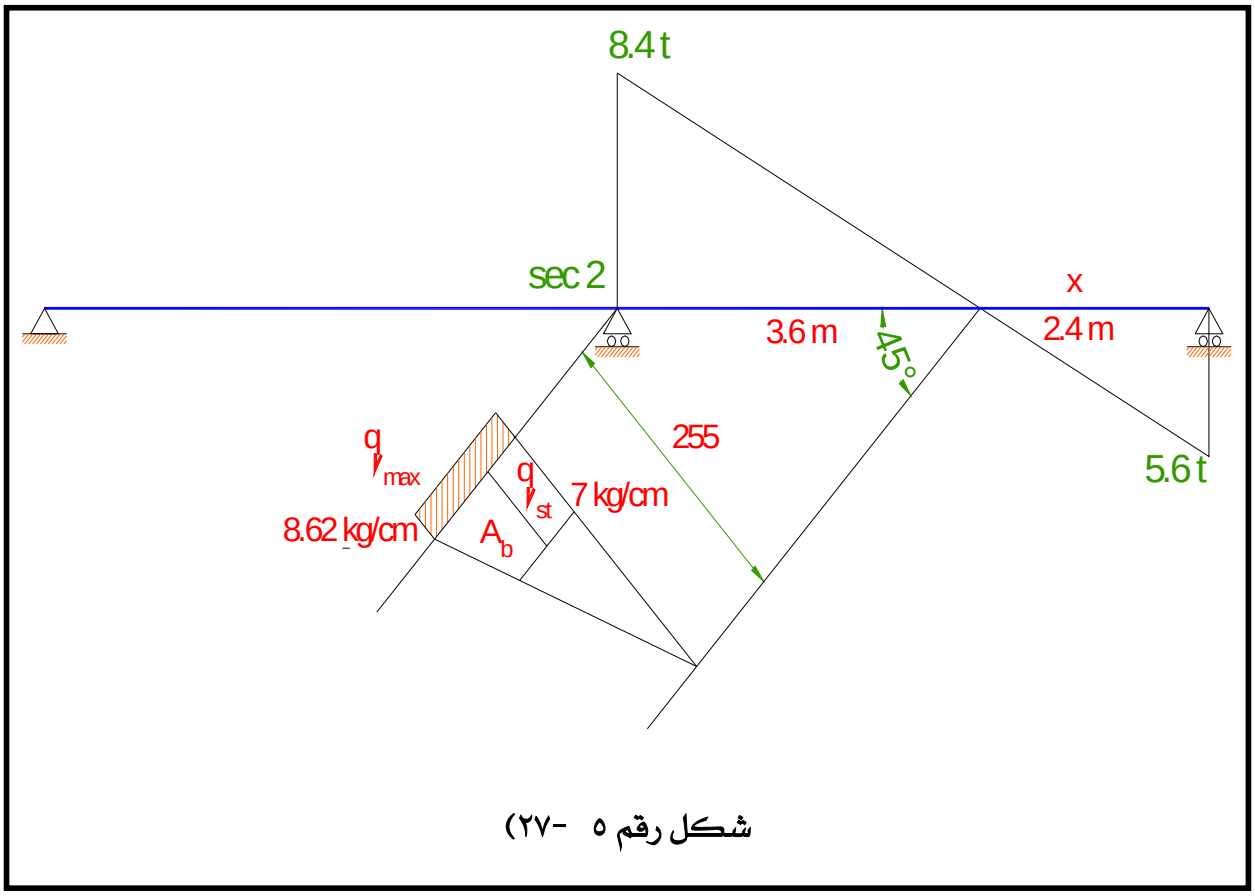
I.e. $k_1 = 0.279$

$k_2 = 1200$

$d_{act.} = 56$ cm

$$A_s\ at\ \sec.1 = \frac{M_{1}\times 10^{5}}{k_2\times d_{act}} = \frac{9.7\times 10^{5}}{1200\times 56} = 14.43cm^2$$

Take 5 Ø 20 mm (15.7 cm^2)



شكل رقم ٥ -٢٧)

Check of shear:

$$> 7\ \text{kg/cm}^2 \quad q_{2\,\max.} = \frac{8.4 \times 10^3}{0.87 \times 20 \times 56} = 8.62\ kg\ /\ cm^2$$

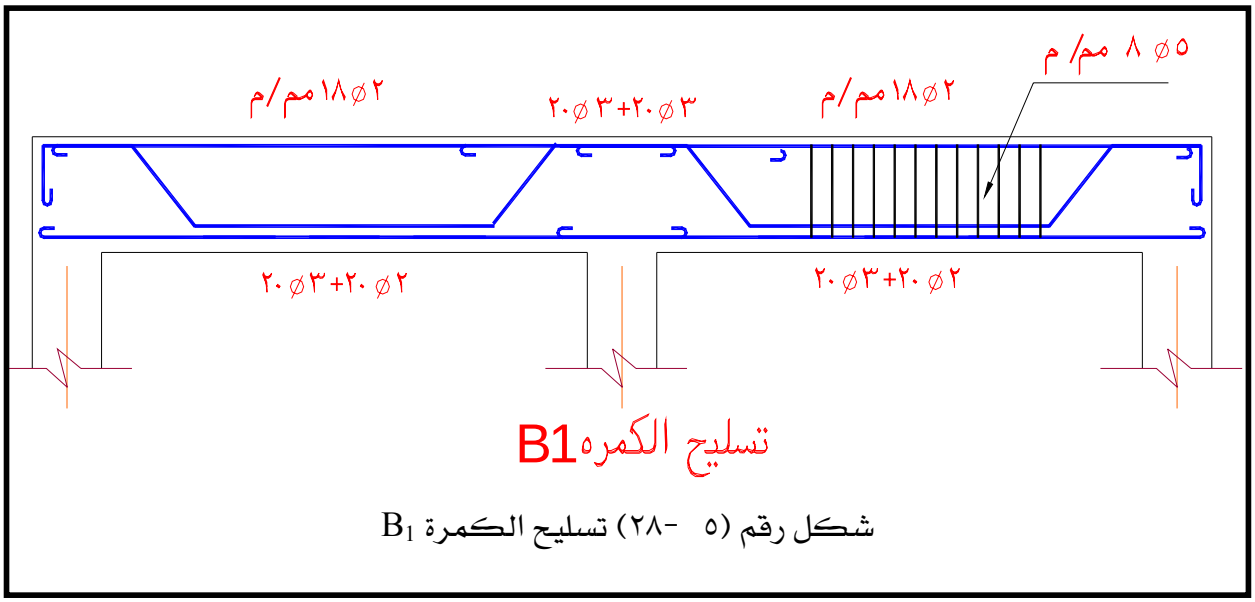
Take stirrups 2 branches 5 Ø 8 mm/m

$$q_{st} = \frac{n \times A_{st} \times f_s}{b \times s} = \frac{2 \times 0.503 \times 1400}{20 \times 20} = 3.52 = (\frac{1}{3} : \frac{1}{2}) q_{2\max.}$$

$$A_{bent} = \frac{A_b \times b}{f_s} = A_b \times \frac{b}{f_s} = (45 \times \frac{8.62 - 3.52 + 7 - 3.52}{2}) \times \frac{20}{1400} = 2.28 cm^2$$

Take 2 Ø 20 mm (6.28 cm^2 for more safety)

انظر الشكل رقم (٥ -٢٨) والذي يوضح تسليح الكمرة B_1 .



شكل رقم (٥ -٢٨) تسليح الكمرة B_1

٥ -٧: الملاحظات العامة للكمرات التى يجب أن تكتب على المخططات التنفيذية.

١) يتكون واحد متر مكعب خرسانة مسلحة من الآتي :

٠,٨ م٣ زلط متدرج + ٠,٤ م٣ رمل سليسي نظيف +٣٥٠ كجم أسمنت بورتلاند عادي.

٢) تستخدم الخلاطات والهزازات الميكانيكية في خلط وصب أعمال الخرسانة المسلحة .

٣) إجهاد كسر مكعبات الخرسانة المسلحة القياسية المميز بعد ٢٨ يوما من الصب يجب ألا يقل عن ٢٥٠ كجم / سم٢

٤) الغطاء الخرسانى للكمرات ٤ سم وللبلاطات ٢سم .

٥) الحديد المستخدم فى تسليح الكمرات حديد صلب طري عادي ٣٥/٢٤ (أو يكتب نوع الحديد المستخدم).

٦) يكسح نصف حديد تسليح الكمرات المستمرة عند ٥/١ البحر ويمتد إلى ٤/١ البحر المجاور .

٧) يكسح نصف حديد تسليح الكمرات البسيطة عند ٧/١ البحر ويمتد ليعبر الركائز.

٨) للكمرات ذات العرض أكبر من ٣٥سم تستخدم كانات أربع أفرع.

٩) فى الكمرات المستمرة ذات التسليح السفلى المستقيم (ليس بها أسياخ مكسحة) يمتد التسليح العلوى الى ٤/١ البحر المجاور.

١٠)الجدول التالى يوضح تسليح بعض الكمرات

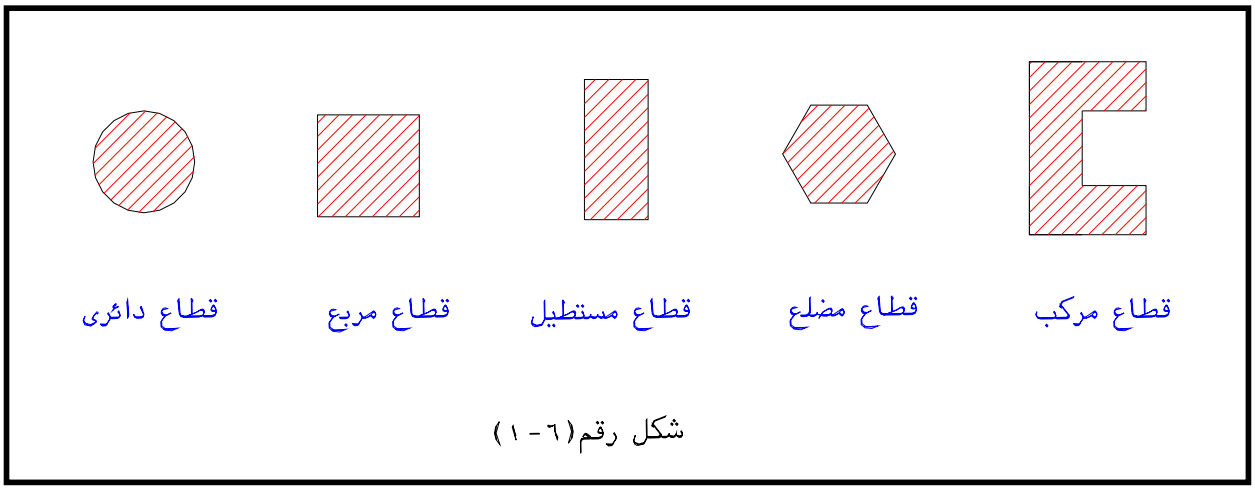
جدول تسليح كمرات نموذجى (حديد عادى ٢٤/٣٥)

نموذخ	التسليح السفلي		التسليح العلوى	كانات	ملاحظات
	مستقيم	مكسح			
ك١	٢Ø ١٦ مم	-	٢Ø ١٦ مم	٥Ø ٨ مم/م	
ك٢	٢Ø ٢٠ مم	٢Ø ٢٠ مم	٢Ø ١٨ مم	٥Ø ٨ مم/م	
ك٣	٣Ø ٢٢ مم	٣Ø ٢٥ مم	٢Ø ٢٠ مم	٦Ø١٠ مم/م	
ك٤	٥Ø ٢٢ مم	٥Ø ٢٢ مم	٢Ø ٢٥ مم	٦Ø١٠ مم/م	

٦ -١: تعريف

الأعمدة الخرسانية هي تلك العناصر التي تنقل الأحمال من البلاطات عن طريق الكمرات إلى الأساسات. وعموما يعرف العمود بأنه عضو الضغط الذي يزيد إرتفاعه أو طوله في اتجاه قوة الضغط عن خمسة أمثال البعد الأصغر للقطاع. ولا يزيد أكبر بعد للقطاع عن خمسة أمثال البعد الأصغر في القطاعات المستطيلة.

ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة. فمنها المستدير ومنها المضلع أو المكون من قطاعات مركبة من مستطيلات بحيث لا يزيد الطول في أي اتجاه لكل مستطيل عن خمسة أمثال العرض لهذا المستطيل. وإلا اعتبرت هذه الأعضاء حوائط خرسانية. انظر الشكل رقم (٦ -١) والذي يبين بعض المقاطع للأعمدة.



شكل رقم(٦-١)

٦ -٢: مركزية الأحمال على الأعمدة.

تعتبر الأحمال مركزية على الأعمدة عندما يكون تأثير هذه الأحمال عند مركز قطاع العمود أو يقل مقدار اللامركزية للأحمال المأخوذة في حساب القطاع عن أكبر قيمة فيما يلي :

أ) ٠,٠٥ من بعد قطاع العمود. (i.e 0.05t or 0.05b)

ب) ٢٠ مم .

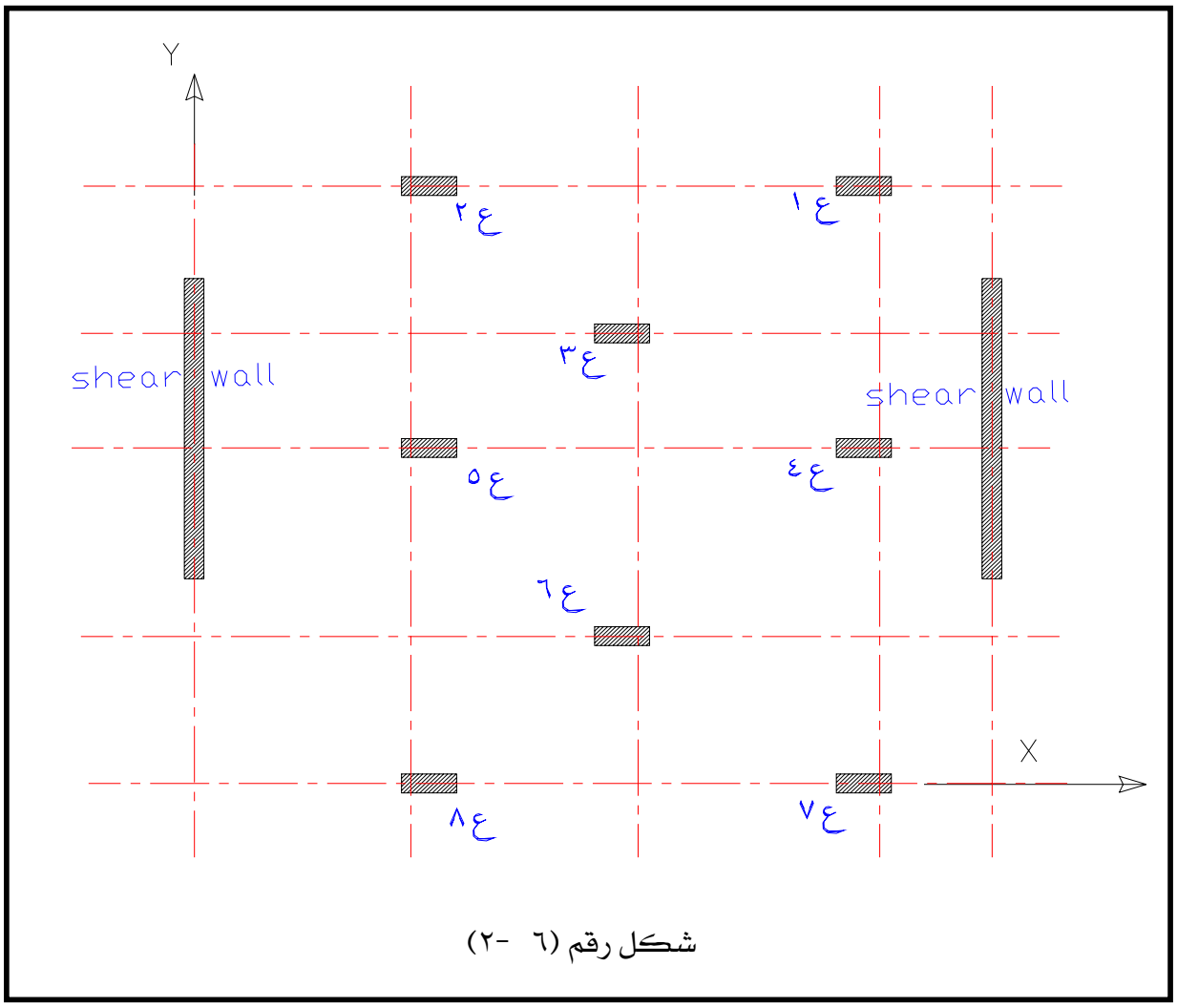
وتعتبر الأحمال لا مركزية إذا زادت عن القيمتين السابقتين في الإتجاه الذي يعطي نسبة النحافة الأكبر (أي تؤخذ اللامركزية عند حساب قطاع العمود وحديد التسليح المطلوب).

٦ -٣: الأعمدة المقيدة وغير المقيدة (Braced and un-braced column)

تعتبر الأعمدة مقيدة في اتجاه معين إذا كانت الأحمال الأفقية المؤثرة على الأعمدة في هذا الإتجاه تقاوم بأكملها بواسطة أعضاء خاصة مثل حوائط القص (Shear walls) أو الأعمدة المرتبطة بشكالات أو مستندة إلى أكتاف خرسانية. وتعتبر الأعمدة غير مقيدة بخلاف ذلك . أي إذا كانت الأعمدة في اتجاه معين هي التي تقاوم الأحمال الأفقية المؤثرة عليها.

فمثلا : في الشكل رقم (٦ -٢) نلاحظ أن :

الإتزان الكلي للمنشأ في الاتجاه Y مزود بحوائط قص (Shear wall A and B) أي أن الاتزان الكلي للمنشأ في الإتجاه X مزود بالأعمدة ع١ ← ع٨ فقط. لذا فالعمود ع٥ (علي سبيل المثال) يجب أن يعامل على أنه مقيدا (Braced) في الإتجاه Y وغير مقيد (un-braced) في الإتجاه X .



شكل رقم (٦ -٢)

٦ -٤: الأعمدة القصيرة

تعتبر الأعمدة قصيرة ويهمل الإنبعاج إذا قلت نسبة النحافة ($\lambda_b = H_e/b$) ومعامل النحافة ($\lambda_i = H_e/i$) عن القيم الواردة في الجدول رقم (٦ -١).

حيث : i = نصف قطر القصور الذاتي لمقطع العمود. ويؤخذ :

$i = 0.3b$ for rectangular section

$i = 0.25\ D$ for circular section

و: b تمثل عرض العمود المستطيل المقطع ، D تمثل قطر العمود الدائري المقطع.

جدول رقم (٦ -١) حد النحافة القصوى للأعمدة القصيرة

حالة العمود	نسبة النحافة للأعمدة المستطيلة λ_b	نسبة النحافة للأعمدة الدائرية λ_b	معامل النحافة λ_i
مقيدة	١٥	١٢	٥٠
غير مقيدة	١٠	٨	٣٥

- سيكتفى في هذه الحقيبة بدراسة وتصميم قطاعات الأعمدة القصيرة والمعرضة لأحمال مركزية.

٦ -٥: طرق حساب الأحمال الرأسية على الأعمدة

توجد طريقتان لحساب الأحمال الرأسية على الأعمدة:

١) طريقة المساحات المؤثرة على الأعمدة.

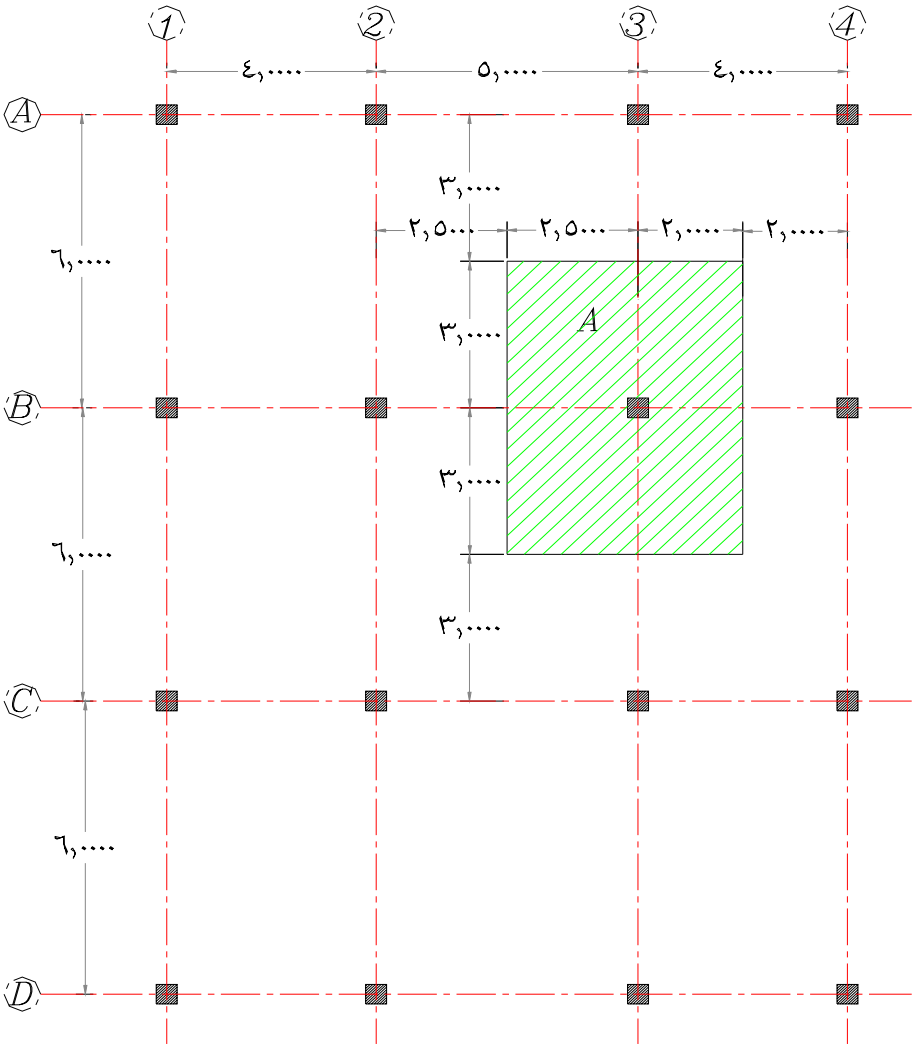
٢) طريقة حساب ردود الأفعال من الكمرات المؤثرة على العمود. (هذه الطريقة تحتاج إلى طرق إنشائية غير بسيطة وإلي خبرة كبيرة في مجال تحليل المنشآت).

٦ -٥ -١: طريقة المساحات المؤثرة على الأعمدة.

لحساب المساحة المؤثرة على كل عمود يتم اتباع الخطوات الآتية:

١) يقسم المسقط الأفقي الإنشائي (للأعمدة والكمرات) إلى مساحات حول الأعمدة. وذلك بتنصيف الأبعاد بين الأعمدة في الإتجاهين الأفقي (X) والرأسي (Y) . انظر الشكل رقم (٦ -٣).

٢) فعلي سبيل المثال (في هذا الشكل) العمود الواقع عند تقاطع المحورين (B-3) يؤثر عليه الأحمال الواقعة على المساحة المظللة (A).



شكل رقم (٦ -٣)

٣) الأحمال الرأسية P المؤثرة على العمود (B-3) للطابق الواحد تساوي مجموع الأحمال الآتية :

أ) الأحمال من البلاطات (الأحمال المؤثرة على المساحة A).

ب) وزن الكمرات المؤثرة على العمود.

جـ) وزن الحوائط الواقعة على الكمرات.

د) الوزن الذاتي للعمود.

Therefore; total load P of each floor is equal to:

$$P = W_{slab} \times A + \text{weight of beams} + \text{weight of walls} + \text{own weight of column}$$

Where;

$$W_{slab} = t_s \times 2.5 + \text{weight of flooring} + \text{Live Loads.}$$

If $t_s = 12$ cm,

Weight of flooring = 150 kg/m^2 and Live Loads = 300 kg/m^2

$$\text{So, } W_{slab} = 0.12 \times 2.5 + 0.15 + 0.3 = 0.75 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Weight of beams} = b \times t \times 2.5 \times \sum L_{beams}$$

حيث : b = عرض الكمرة (عادة =٢٠ سم) .

t = عمق الكمرة (t = span / 10: 14) .

$\sum L_{beams}$ = مجموع أطوال الكمرات الواقعة في المساحة المظللة (A) في المسقط الأفقي الإنشائي مقاسه بالأمتار.

$$\text{Weight of walls} = \gamma_{wall} \times h_{wall} \times t_{wall} \times \sum L_{walls}$$

حيث : γ_{wall} = كثافة مادة الحائط.

h_{wall} = ارتفاع الحائط في الدور (مقاسا بالمتر).

t_{wall} = سمك الحائط بالمتر (يحدد من المسقط الأفقي المعماري).

$\sum L_{walls}$ = مجموع أطوال الحوائط فوق الكمرات في المساحة المظللة (تحدد من المسقط الأفقي المعماري).

For example;

If $\gamma_{wall} = 1.2$ t/m^3;

$t_{wall} = 0.2$ m ;

$\sum L_{walls} = 6.0$ m ;

$h_{wall} = 2.4$ m ;

And, own weight of plaster = 50 kg/ m^2 = 0.05 t/m^2

i.e., Weight of wall = $(1.2 \times 0.2 + 0.05) \times 2.4 \times 6.0 = 4.176$ tons / floor

Own weight of column / floor = $b_c \times t_c \times 2.5 \times h_c$

Where;

b_c = عرض العمود = ٠,٢ ⟵ ٠,٦ متر (يمكن أن تكون أكبر من ٠,٦ متر)

t_c = طول مقطع العمود = ٠,٢٥ ⟵ ٢,٠ متر

h_c = ارتفاع العمود

وبذلك يكون مجموع الأحمال الرأسية على العمود P_c تساوي:

$$P_c = \text{total vertical load on column} = N \times P_{c/floor}$$

حيث : N = عدد الطوابق.

$P_{c/floor}$ = الحمل الرأسي على العمود من الطابق الواحد.

ملحوظة :

يجب أن نشير هنا إلى أن طريقة المساحات (لحساب الأحمال الرأسية المؤثرة على الأعمدة) من الطرق التقريبية ولكنها تعطي نتائج جيدة في حدود ± ١٠ ٪ عن طريقة ردود الأفعال التي تعطي نتائج دقيقة للأحمال على الأعمدة ولكنها تحتاج إلى حسابات معقدة وإلي طرق إنشائية غير بسيطة وإلي خبرة كبيرة في مجال تحليل المنشآت. لهذا سنكتفي في هذه الحقيبة بطريقة المساحات لحساب الأحمال على الأعمدة .

٦ -٦: تصميم الأعمدة المعرضة لأحمال مركزية

عند تصميم الأعمدة يجب ملاحظة الآتي :

١) في الأعمدة ذات القطاعات المستطيلة يجب أن يكون :

$$t / b \leq 5 \quad \text{and} \quad h / b \geq 5$$

حيث : b = عرض مقطع العمود

t = طول مقطع العمود

h = ارتفاع العمود

٢) يعتبر العمود قصير ويهمل الإنبعاج فيه أثناء التصميم عندما يكون :

$\lambda_b = h_e / b \leq 15$ for braced columns and (λ_b للأعمدة المقيدة)

$\lambda_b = h_e / b \leq 10$ for un-braced columns (λ_b للأعمدة غير المقيدة)

حيث : h_e = الطول الإنبعاجي للعمود (buckling length of column)

λ_b = نسبة النحافة للعمود (انظر الجدول رقم (٦ -١))

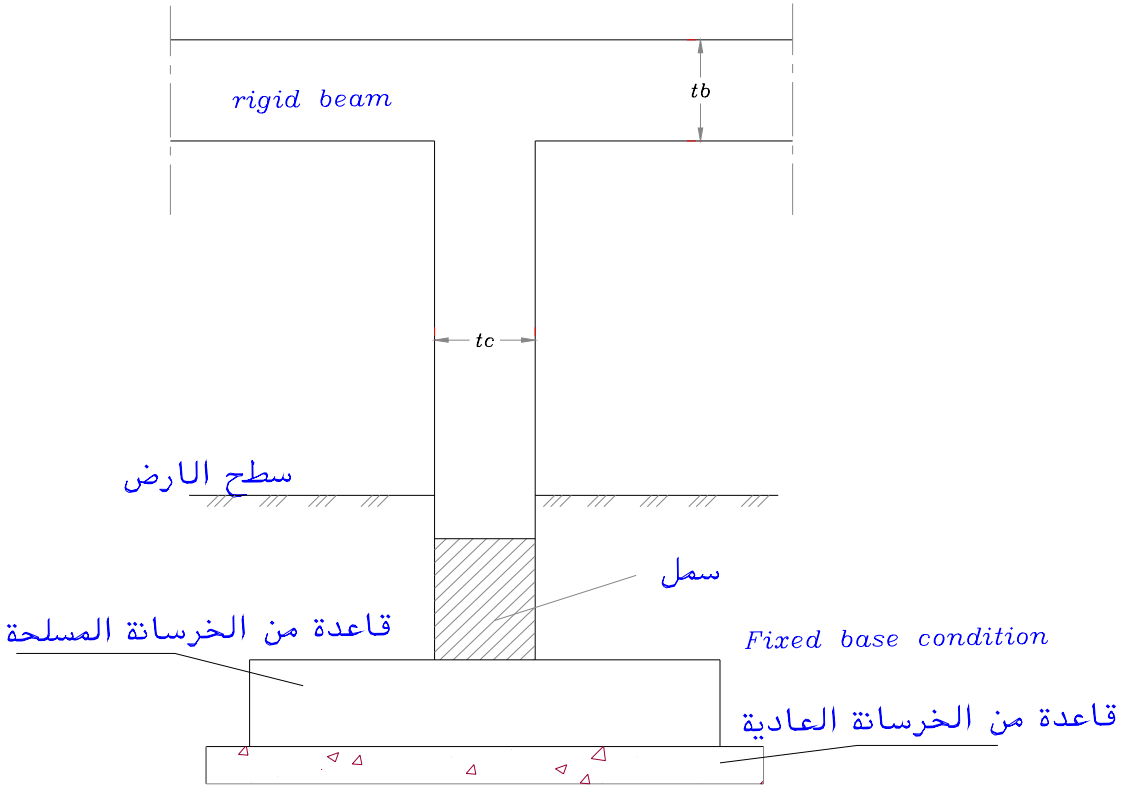
٦ -٦ -١: الطول الإنبعاجي للأعمدة

يتحدد الطول الإنبعاجي للأعمدة حسب طبيعة إرتكازه من الطرفين السفلي والعلوي. ويوجد حالات مختلفة لنوع إرتكاز العمود عند طرفيه.

حالة ١) : الطرف المثبت تثبيت تام (Fixed end) وهذا يحدث عندما :

يتصل طرف العمود بالأساسات. انظر الشكل رقم (٦ -٤) .

أو عندما يتصل طرف العمود مع كمرات أو بلاطات ذات عمق لا يقل عن بعد العمود في اتجاه التحليل وبشرط أن يكون طرف العمود مصبوب في نفس الوقت مع هذه الكمرات .



شكل رقم (٦ -٤)

حالة ٢) : طرف العمود مثبت مع كمرات أو بلاطات ذات عمق أقل من بعد العمود في اتجاه التحليل وفي هذه الحالة يكون إرتكاز العمود مع الكمرات مقيداً جزئيا (Partially restrained) .

حالة ٣): عندما يكون طرف العمود متصل بأعضاء ساندة فقط للعمود وغير مصممة لمنع الدوران ولكن لتعطي بعض المقاومة.

حالة ٤): عندما يكون طرف العمود حر وغير مقيد لمنع الحركة الأفقية أو الدوران ويحدث ذلك في حالة الأعمدة الكابولية.

من الحالات الأربع السابقة يمكن تحديد النسبة β حيث $\beta = H_e / H_0$ وذلك من الجدول رقم (٦ -٢) والجدول رقم (٦ -٣) في هذه الجداول النسبة β تعتمد على طبيعة ارتكاز العمود عند الطرف العلوي والطرف السفلي. حيث الجدول رقم (٦ -٢) يعطي النسبة β للأعمدة المسنودة جانبيا (Braced column) . أما الجدول رقم (٦ -٣) يعطي النسبة β للأعمدة غير المسنودة جانبيا (Un-braced column) .

جدول رقم (٦ -٢) قيم $\beta = H_e / H_0$ للأعمدة المقيدة (Braced column)

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

جدول رقم (٦ -٣) قيم $\beta = H_e / H_0$ للأعمدة غيرالمقيدة (un-Braced column)

حالة الطرف العلوي للعمود	حالة الطرف السفلي للعمود		
	حالة ١	حالة ٢	حالة ٣
حالة ١	١,٢٠	١,٣٠	١,٦٠
حالة ٢	١,٣٠	١,٥٠	١,٨
حالة ٣	١,٦٠	١,٨	-
حالة ٤	٢,٢٠	-	-

٦ -٧: المعادلة التصميمية للأعمدة القصيرة والمحملة بأحمال مركزية (أحمال محورية)

في الحقيقة لا يوجد أعمدة ذات أحمال مركزية (أو أحمال محورية) ولكن دائما تكون الأعمدة معرضة لأحمال مركزية (محورية) مضافا إليها عزوم انحناء نتيجة اللامركزية للأحمال. ولكن على وجه العموم تكون لا مركزية الأحمال أصغر من أو تساوي $e_{min.}$. حيث

$e_{min} = 0.05\ t$ or 20 mms (Whichever is bigger)

وعلي العموم يمكن أخذ تأثير اللامركزية الصغيرة على الأعمدة مع تأثير الأحمال المحورية وذلك ب استخدام نظرية أحمال التشغيل تبعا للمعادلة التقريبية الآتية :

$$P = f_{c0} \times A_c + 0.44\, f_y \times A_{sc} \qquad (6\text{-}1)$$

حيث:

f_{c0} = أقصى إجهاد ضغط محوري (يعتمد على قيمة f_{cu}. انظر الجدول رقم (١ -٤)).

A_c = مساحة مقطع القطاع الخرساني المعرض للضغط.

f_y = إجهاد الخضوع لحديد التسليح في القطاع الخرساني المعرض للضغط.

A_{sc} = مساحة مقطع حديد التسليح في القطاع الخرساني المعرض للضغط.

نفرض دائما أن $\mu = A_{sc}/A_c = 1\%$ لهذا يكون: $A_{sc} = 1\% \times A_c$

ملحوظة: معظم الأعمدة في المباني السكنية والمباني العامة يمكن تصميمها تبعا للمعادلة رقم (٦ -١) المذكورة سابقا.

٦ -٧ -١ : مثال محلول:

صمم قطاع عمود في داخل مبنى إداري والمعرض لحمل رأسي كلي =١٠٠ طن. مع ملاحظة الآتي:

- الحديد المستخدم حديد طري (Mild steel 24-35) .
- إجهاد كسر المكعبات للخرسانة (f_{cu}) = ٢٥٠ كجم/سم٢ .

الحل

Assume: μ (total steel ratio) = 1% ;

$f_{co} = 60\ kg/cm^2$ (for $f_{cu} = 250\ kg/cm^2$)

And $f_y = 2800\ kg/cm^2$

i.e., applying in equation (6-1)

So $100 \times 1000 = 60 \times A_c + 0.44 \times 0.01 \times A_c \times 2800 = 72.32\ A_c$

$A_c = 1382.27\ cm^2$

b = breadth of column = 25 cm; Take

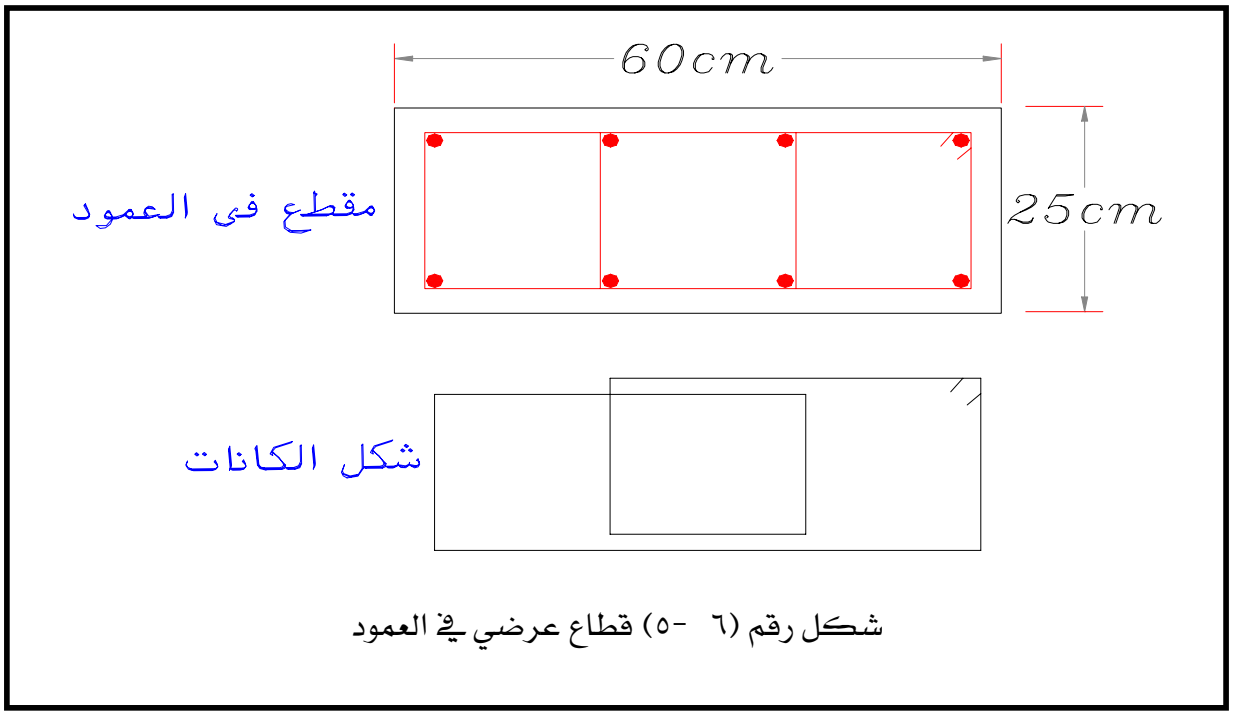
$$t = \frac{1382\ .27}{25} = 55\ .3cm$$ So

Take t = 60 cm

$A_{sc} = 1\% \times 25 \times 60 = 15\ cm^2$

Choose 8 Ø 16 mm

الشكل رقم (٦ -٥) يوضح قطاع عرضي في العمود.



شكل رقم (٦ -٥) قطاع عرضي في العمود

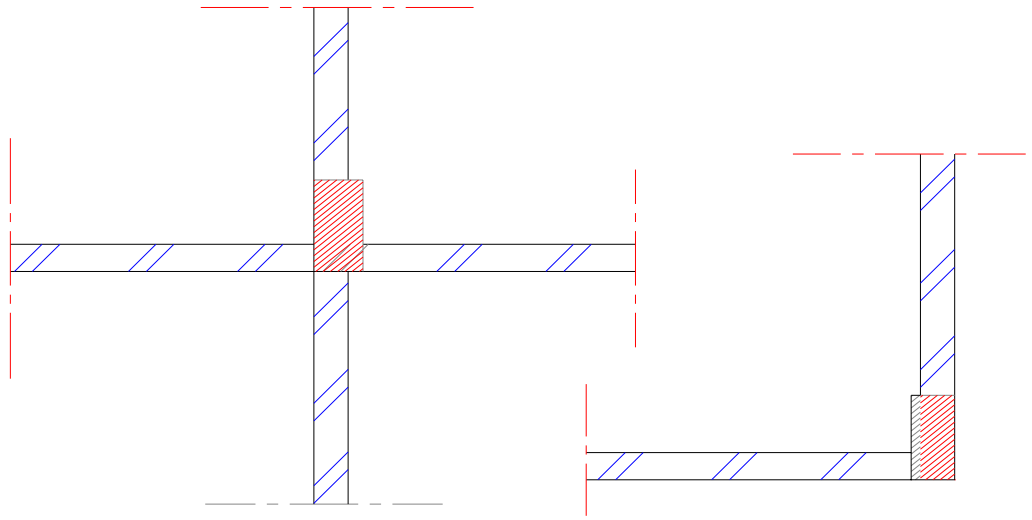
٦ -٨: توصيات على وضع ومكان الأعمدة في المباني

عند اختيار وضع ومكان الأعمدة يجب الأخذ في الاعتبار الخطوات التالية:

١) البدء بالدور المتكرر.

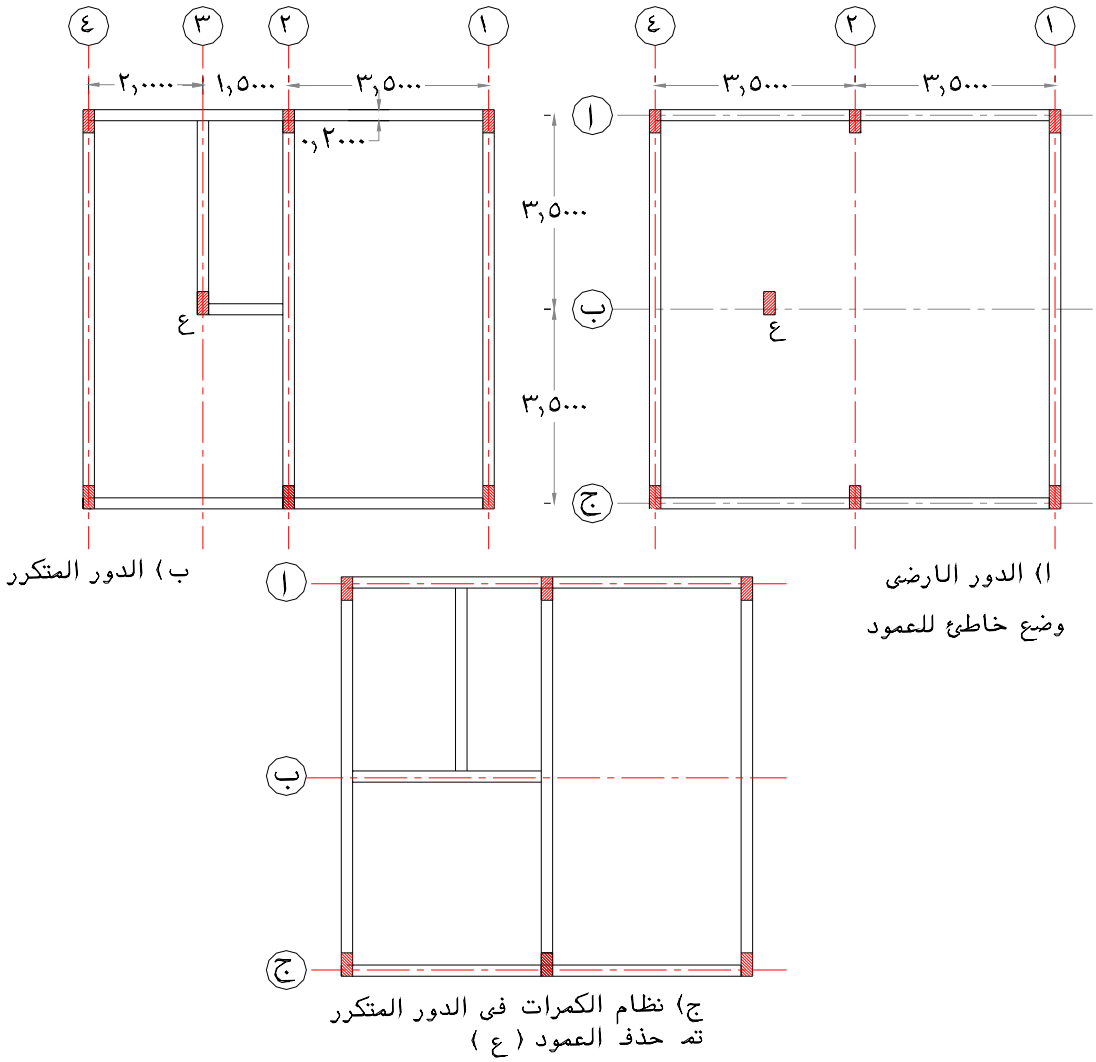
٢) اختيار مكان العمود عند تقاطع الحوائط. انظر الشكل رقم (٦ -٦).

٣) يجب الأخذ في الاعتبار الفراغات الموجودة في الدور الأرضي انظر الشكل رقم (٦ -٧).



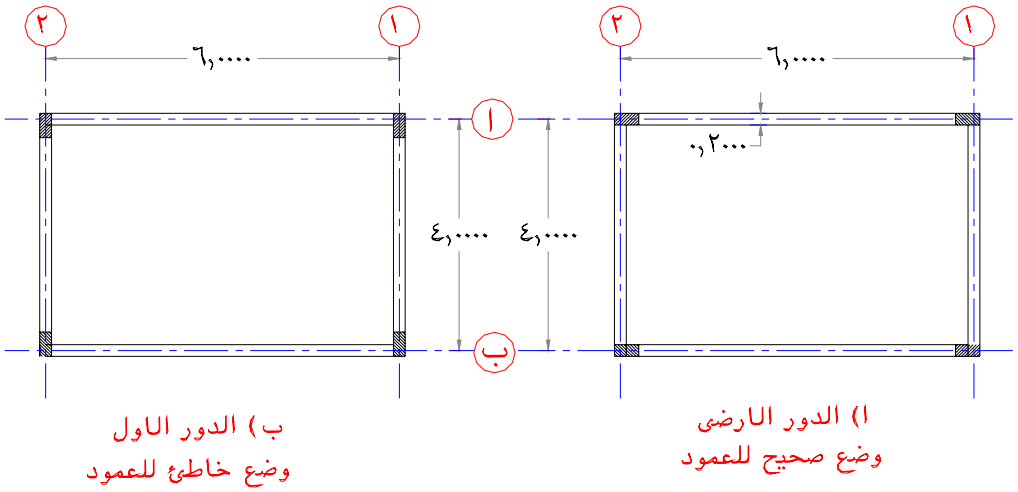
توضع الاعمدة عند تقاطع الحوائط

شكل رقم (٦ -٦) مكان الأعمدة في المسقط الأفقي



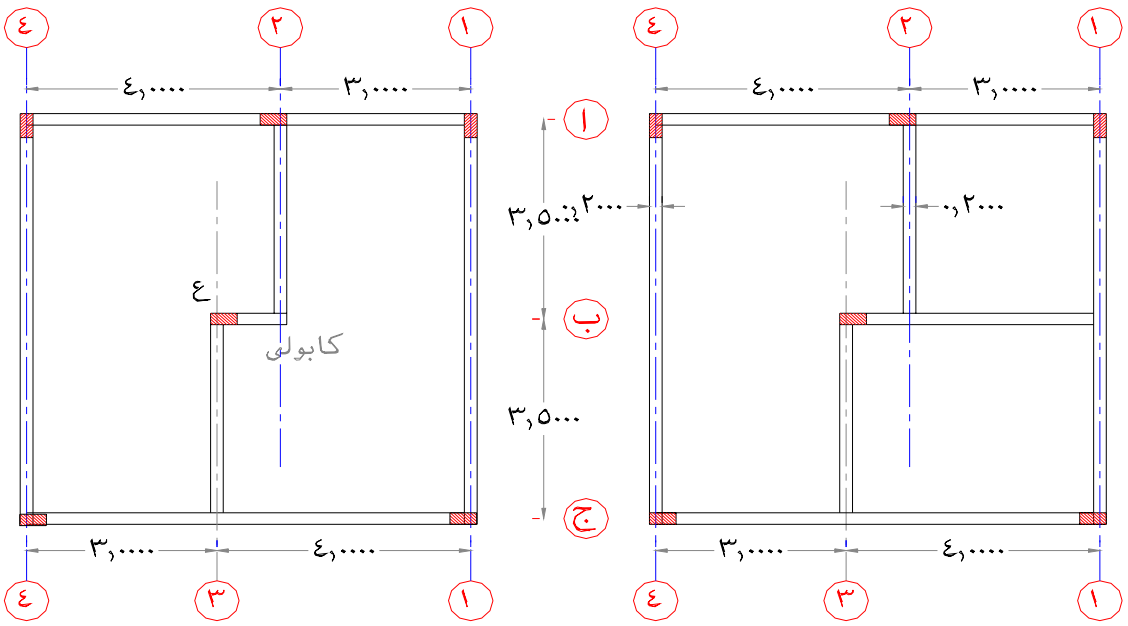
شكل رقم (٦ -٧)

٤) يجب المحافظة على إتجاهات الأعمدة في الطوابق المختلفة. انظر الشكل رقم (٦ -٨).



شكل رقم (٦ -٨)

٥) يجب تجنب عمل كمرات كابولية داخلية من الأعمدة. أنظرالشكل رقم (٦ -٩).



شكل رقم (٦ -٩)

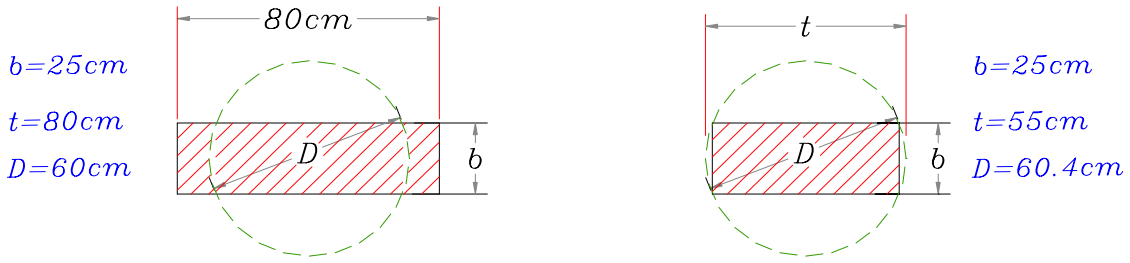
٦) عند تنفيذ عمود مستطيل المقطع على عمود دائري المقطع يجب أن نلاحظ أن أبعاد المستطيل تكون بالكامل داخل قطاع العمود الدائري. انظر الشكل (٦ -١٠) أي أن :

$$D = \sqrt{b^2 + t^2} \quad \text{Minimum diameter}$$

حيث : D = قطر العمود الدائري.

b = عرض مقطع العمود المستطيل.

t = طول مقطع العمود المستطيل.



وضع صحيح للعمود المستطيل المقطع على العمود الدائرى المقطع

وضع خاطئ للعمود المستطيل المقطع على العمود الدائرى المقطع (غير مسموح به)

شكل رقم (٦ -١٠)

٦ -٩ : تفاصيل وملاحظات على الأعمدة الخرسانية

١) الحد الأدنى للتسليح الطولي فى الأعمدة ذات الكانات العادية هو ٠,٨ ٪ من مساحة المقطع المطلوب للخرسانة على أن لايقل عن ٠,٦ ٪ من مساحة المقطع الفعلي وذلك إذا لم تزد النحافة (λ_b) أو معامل النحافه (λ_i) عن القيمة الواردة بالجدول رقم (٦ -١) بند (٦ -٤).

٢) الحد الأدنى للتسليح الطولي فى الأعمدة ذات الكانات الحلزونية هو ١ ٪ من مساحة المقطع الكلي أو ١,٢ ٪ من مساحة القلب المحدد بالكانات الحلزونية.

٣) تحدد نسبة التسليح الطولي القصوى في الأعمدة بحيث أن لا يتجاوز القيم التالية من مساحة مقطع العمود الخرساني :

- ٤٪ إذا كان العضو المضغوط عمودا وسطيا.

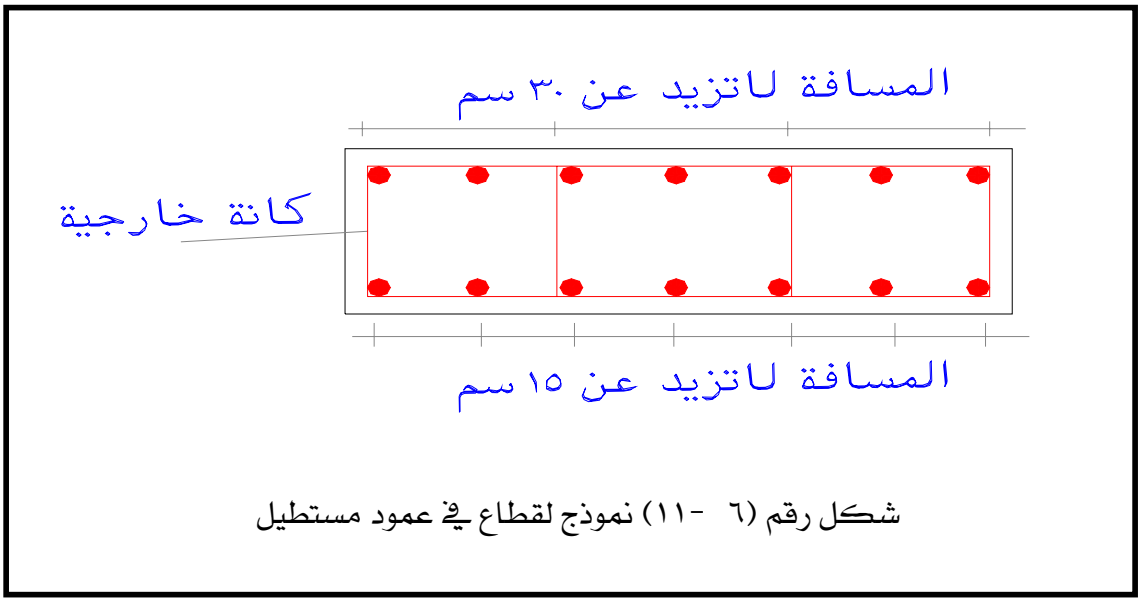
- ٥٪ إذا كان العضو المضغوط عمودا طرفيا.
- ٦٪ إذا كان العضو المضغوط عمودا ركنيا.

٤) يجب أن يحتوي العمود على سيخ طولي في كل ركن من أركانه.

٥) أدنى قطر للأسياخ الطولية هو ١٢ مم.

٦) أدنى مقاس لضلع الأعمدة ذات المقطع المستطيل أو الدائري هو ٢٠ سم .

٧) أكبر مقاس لضلع العمود الذي يوضع به أسياخ في الأركان فقط هو ٣٠ سم. وإلا يجب وضع أسياخ متوسطة على مسافات أقصاها ٢٥ سم. ويجب ربط الأسياخ بكانات خاصة إذا زادت المسافة بين الأسياخ المتوسطة والأسياخ المربوطة عن ١٥ سم (انظر الشكل رقم (٦ -١١). كما يجب أن لا تقل عدد الأسياخ الطولية في القطاع الدائري عن ٦ (ستة) أسياخ .



شكل رقم (٦ -١١) نموذج لقطاع في عمود مستطيل

٨) يجب أن لا تزيد المسافة بين الكانات في الإتجاه الطولي للعمود على أي من القيمتين التاليتين:

أ) خمسة عشر (١٥) مرة قطر أصغر سيخ طولي.

ب) طول الضلع الأصغر من مقطع العمود وذلك بحد أقصى ٢٠ سم.

٩) أدنى قطر للكانات هو ¼ قطر أكبر سيخ طولي على أن لا يقل عن ٨ مم.

١٠) يجب أن تستمر الكانات العادية أو الحلزونية داخل الكمرات.

١١) أقصى خطوة للكانات الحلزونية هي ٨ سم. وأصغر خطوة هي ٣ سم. ويفضل الاحتفاظ بالخطوة ثابتة مع عمل ثلاث دورات عند كل طرف بخطوة تساوي نصف الخطوة العادية مع ثني طرف السيخ إلى داخل القطاع بطول لا يقل عن ١٠ سم أو ١٠ مرات قطر سيخ الكانة الحلزونية.

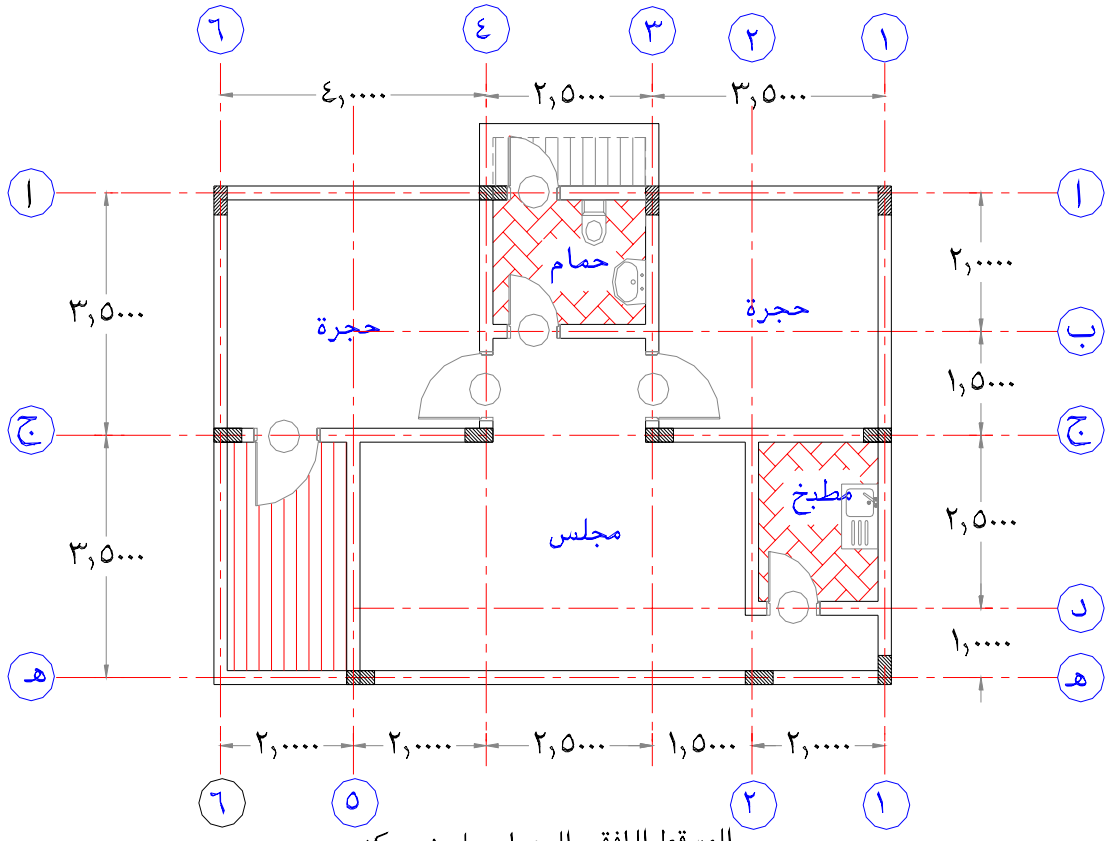
١٢) أقل طول لوصلات الأسياخ في الأعمدة هو ٤٠ مرة قطر السيخ الطولي.

٦ -٩ -١: مثال محلول

الشكل رقم (٦ -١٢) يوضح المسقط الأفقي المعماري لمبنى سكني مكون من ستة (٦) طوابق والمطلوب:

١) حساب الأحمال المؤثرة على كل من العمودين ع٥ : ع٦ $(C_5 ; C_6)$

٢) تصميم قطاع العمودين ع٥ : ع٦ $(C_5 ; C_6)$. وحساب الحديد المطلوب لمقاومة الأحمال المؤثرة.



شكل رقم (٦ -١٢) المسقط الأفقي المعماري لمبني سكني

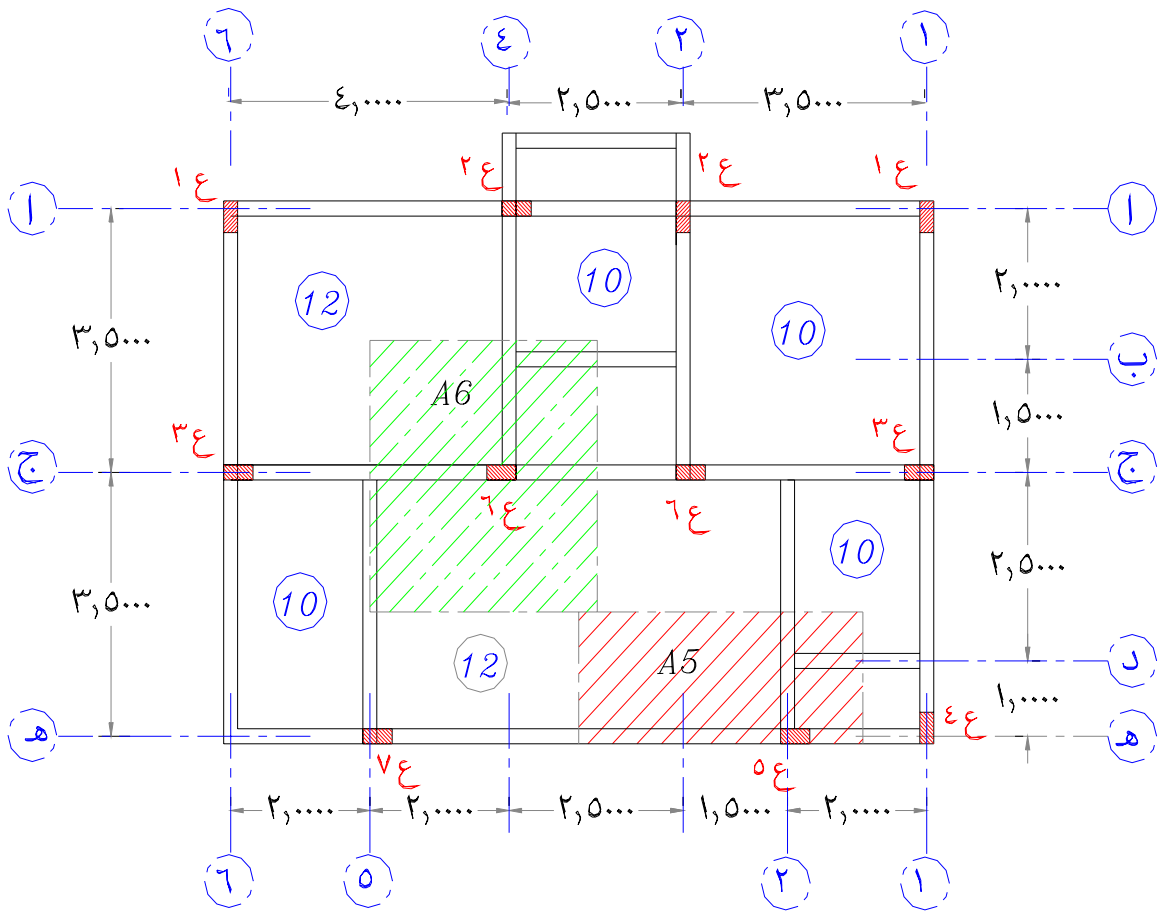
الحل

حيث أن :

- المبنى سكني لذا يكون (L.L = 200 kg/m2)
- سمك بلاطات الأسقف كما هو مدون على الشكل رقم (٦ -١٣) والموضوع داخل مربع.
- صافي ارتفاع الدور = ٢,٩٠ متر . وأن عمق الكمرات الكلي = ٧٠ سم

من الشكل نجد أن العمود ع٥ (C_5) يؤثر عليه المساحة A_5 (اللون الأحمر)

من الشكل نجد أن العمود ع٦ (C_6) يؤثر عليه المساحة A_6 (اللون الأخضر)



شكل رقم (٦ -١٣)

For column (C_5):

- Slabs:

$$W_{slab} = t_s \times \gamma_c + \text{flooring} + L.L$$

$$= 0.1 \times 2.5 + 0.15 + .200 = 0.6 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Area } (A_5) = (3.0 + 1.0) \times (3.5/2) = 7 \text{ m}^2$$

$$\sum \text{loads from slabs} = 0.6 \times 7 + (0.12 - 0.1) \times 2.5 \times (3.5/2) \times 3 = 4.463 \text{ tons}$$

- Beams:

$$\sum L \text{ (of Beams)} = (3.5/2) + 1 + 3 + 1 = 6.75 \text{ ms}$$

$$\text{O.W. of Beams} = 0.2 \times (0.7 - 0.1) \times 2.5 = 0.3 \text{ t/m}$$

$$\sum \text{loads of Beams} = 6.75 \times 0.3 = 2.025 \text{ tons.}$$

- Walls:

$$\gamma_{wall} = 1.2 \text{ t/m3}$$

$$\text{O.W. of wall} = 0.2 \times 1.2 + 0.05 \text{ (Plaster)} = 0.29 \text{ t/m2}$$

$$\sum L \text{ (of Walls)} = 1 + 3 + (3.5/2) + 1 = 6.75 \text{ ms}$$

$$h_{wall} = 2.9 - 0.6 = 2.3 \text{ ms}$$

$$\sum \text{loads of walls} = 6.75 \times 0.29 \times 2.3 = 4.5 \text{ tons.}$$

- Columns: assume column dimension = 20 × 60 cm

$$\text{O.W. of column} = 0.2 \times 0.6 \times 2.5 \times 3 = 0.9 \text{ ton}$$

$$\text{Total load P on column C5} = (P_{c5})$$

$$P_{c5} \text{ (per one floor)} = 4.463 + 2.025 + 4.5 + 0.9 = 11.888 \text{ tons}$$

$$P_t = 11.888 \times 6 = 71.328 \text{ tons} = 72.0 \text{ tons}$$

For column (C_6):

- Slabs:

$$W_{slab} = t_s \times \gamma_c + \text{flooring} + L.L$$

$= 0.1\times2.5 + 0.15 + .200 = 0.6$ t/m^2

Area $(A_6) = (2.5/2 + 2.0) \times (3.5/2 + 3.5/2) = 3.25 \times 3.5 = 11.375$ m^2

$\sum$ loads from slabs $= 0.6\times11.375 + (0.12 - 0.1)\times2.5\times(3.5/2)\times3.25 =$ 7.11 tons

- Beams:

$\sum$ L (of Beams) $= (2.5/2) + 2 + 3.5/2 + 2.5/2 + 3.5/2 = 8.0$ ms

O.W. of Beams $= 0.2\times (0.7 - 0.1) \times 2.5 = 0.3$ t/m

$\sum$ loads of Beams $= 8.0 \times 0.3 = 2.4$ tons.

- Walls:

$\gamma_{wall} = 1.2$ t/m^3

O.W. of wall $= 0.2 \times 1.2 + 0.05$ (Plaster) $= 0.29$ t/m^2

$\sum$ L (of Walls) $= 8.0$ ms

$h_{wall} = 2.9 - 0.6 = 2.3$ ms

$\sum$ loads of walls $= 8.0 \times 0.29 \times 2.3 = 5.336$ tons.

- Columns: assume column dimension $= 20 \times 70$ cm

O.W. of column $= 0.2 \times 0.7 \times 2.5 \times 3 = 1.05$ ton

Total load P on column C5 $= (P_{c6})$

P_{c6} (per one floor) $= 7.11 + 2.4 + 5.336 + 1.05 = 15.896 = 16$ tons

$P_t = 16 \times 6 = 96$ tons

Design of column C_5:

Assume: $f_{c0} = 60$ kg/cm^2 for $f_{cu} = 250$ kg/cm^2;

$f_y = 2800$ kg/cm^2 and $A_{sc} = 1\ \% A_c$

So; $P_{c5} = A_c \times f_{c0} + 0.44\times A_{sc} \times f_y$

$72\times1000 = 60 \times A_c + 0.44\times0.01\times A_c\times2800$

$= 60\ A_c + 12.32\ A_c = 72.32\ A_c$

$A_c = 72000/\ 72.32 = 995.6$ cm^2

Take $b = 20$ cm

i.e. $t = 995.6\ /20 = 49.8$ cm

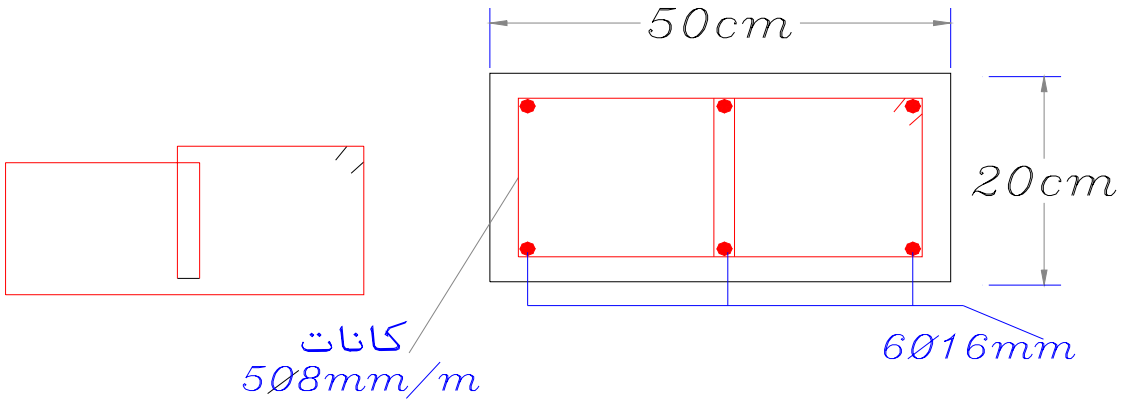
Take column section = 20 × 50 cm

Area of required steel reinforcement (A_{sc}) = 1/100 × 20×50 = 10 cm^2

Take 6 Ø16 mm (A_{sc} = 12.1 cm^2)

Use stirrups 5 Ø 8 mm/m

انظر الشكل رقم (٦-١٤) والذي يوضح قطاع عرضي في العمود C_5 .



مقطع فى العمود (ع ٥)

شكل رقم (٦-١٤) قطاع عرضي في العمود C_5

Design of column C_6:

Assume: f_{c0} =60 kg/cm^2 for f_{cu} = 250 kg/cm^2;

f_y = 2800 kg/cm^2 and A_{sc}= 1 % A_c

So; $P_{c6} = A_c \times f_{c0} + 0.44 \times A_{sc} \times f_y$

$96 \times 1000 = 60 \times A_c + 0.44 \times 0.01 \times A_c \times 2800$

$= 60\ A_c + 12.32\ A_c = 72.32\ A_c$

$A_c = 96000 / 72.32 = 1327.4\ cm^2$

Take b = 20 cm

i.e. t = 1327.4 /20 = 66.4 cm ≈ 70 cm

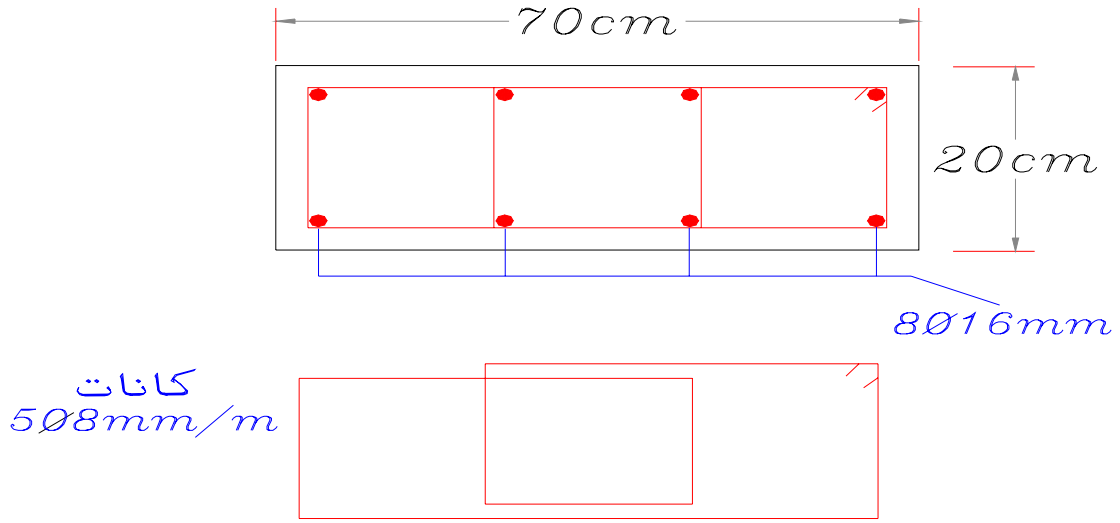
Take column section = 20 × 70 cm

Area of required steel reinforcement (A_{sc}) = 1/100 × 20×70 = 14 cm^2

Take 8 Ø 16 mm (A_{sc} = 16.1 cm^2)

Use stirrups 5 Ø 8 mm/m

انظر الشكل رقم (٦-١٥) والذي يوضح قطاع عرضي في العمود C_6 .



شكل رقم (٦-١٥) قطاع عرضي في العمود C_6

٦ -١٠ : تمرينات

في الشكل رقم (٦ -١٢) السابق مطلوب الآتي :

١) حساب الأحمال المؤثرة على الأعمدة ع١ –ع٢ –ع٣ –ع٤ –ع٧ (C_1-C_2-C_3-C_4-C_7) على الترتيب.

٢) حساب قطاعات الأعمدة ع١ –ع٢ –ع٣ –ع٤ –ع٧ (C_1-C_2-C_3-C_4-C_7) على الترتيب. وحساب حديد التسليح المطلوب.

٣) رسم القطاعات العرضية للأعمدة المذكورة مبينا عليها الأبعاد وحديد التسليح.

علما بأن المبنى مكون من عدد ستة طوابق.

٧ -١: مقدمة

الأساس هو حلقة الاتصال بين المنشأ والتربة التي تحمل هذا المنشأ . والأساس مسئول عن نقل أحمال المنشأ بطريقة آمنة إلى التربة بحيث لاينتج عن هذه الأحمال تحرك ضار للتربة أسفل الأساس أوحوله. .والأساس الجيد يجب أن يقاوم وزن المنشأ بالإضافة للأحمال الأخرى المعرض لها المنشأ مثل الأحمال الحية أو أحمال الرياح أو الزلازل أو أية أحمال خاصة آخرى تبعا لنوع و استخدام المنشأ.

والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض وفي تلك الحالة يسمى الأساس بالسطحي Shallow foundation . أو يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ (التي تكون في العادة لذلك النوع من الأساسات كبيرة) إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى ذلك الأساس بالعميق Deep foundation . وعادة ما ينتهي الأساس تحت سطح الأرض حيث يبدأالمنشأ.

٧ -٢: اختيار الأساس السطحي

تمثل الأساسات السطحية القطاع الأكبر للأساسات. ويعتبر الأساس السطحي أكثر الأنواع إقتصادا، وغالبا الأسهل تنفيذا. ومالم تمنع طبقة التربة أو المنشأ أوكلاهما استخدام الأساس السطحي: فإنه ينصح بإستخدامه. .وإذا تعذر إستخدامه نلجأ إلى الأساس العميق إضطرارا.

٧ -٣: أنواع الأساسات السطحية

الأساسات السطحية هي الأساسات التي لا يزيد عمق التأسيس فيها عن عرض الأساس (يمثل العرض هنا أصغر ضلع في القاعدة المستطيلة، أو طول ضلع القاعدة المربعة). وتتكون الأساسات السطحية من الأنواع التالية :

١) الأساسات الشريطية (Strip footings) . وتستخدم كأساس للحوائط بكافة أنواعها وللأعمدة المتقاربة الواقعة على صف واحد وخاصة إذا كانت أحمال تلك الأعمدة والمسافات بينها متقاربة.

٢) الأساسات المنفصلة (Spread footings) . وتستخدم كأساس للأعمدة الخرسانية والمعدنية وغالبا ما تكون مستطيلة الشكل في المسقط الأفقي.

٣) الأساسات المشتركة (Combined footings) . وهي أساسات لعمودين أو أكثر لغرض معين كمقاومة عدم المركزية لعمود ، أو لتقارب عمودين أو أكثر. مما يسبب تداخل قواعد الأعمدة. أو لأسباب أخري.

٤) الأساسات اللبشة (Raft foundations) . وتستخدم لأغراض عديدة. وهو أساس مستمر للمنشأ كله ، أو الجزء من المنشأ حيث تنتقل إليه أحمال الأعمدة والحوائط لتوزيعها على التربة.

٧ -٤: تصميم الأساسات الشريطية (Design of Strip footings)

يبين شكل (٧ -١) أنواع الأساسات الشريطية. ومهمة تلك الأساسات توزيع حمل الحوائط أو الأعمدة على التربة بحيث لا تزيد الأحمال المنقولة إلى منسوب التأسيس على قدرة تحمل التربة المسموح بها عند هذا المنسوب. وللوصول إلى ذلك يلزم تحديد العرض B للقاعدة. ويتبع ذلك تصميم القاعدة لمقاومة عزوم الإنحناء الناتجة عن زيادة القطاع من العرض b للحائط إلى العرض B للقاعدة. ويقصد بالتصميم هنا حساب السمك (Thickness) وما يلزم من حديد تسليح (Reinforcement) .

ونظرا لأن وزن القاعدة وما تحمله من ردم يضاف إلى وزن الحائط عند حساب الإجهادات على التربة ، فإنه من الواجب حساب وزن القاعدة قبل تصميمها وهذا يحتاج إلى إيجاد علاقة بين أبعاد القاعدة والإجهاد المسموح به على التربة ($q_{all.}$) وعمق التأسيس (D_f) وكذلك حمل الحائط.

حمل الحائط وحمل القاعدة وأبعاد القاعدة تحسب لوحدة الأطوال من الحائط.

$$P_T = \frac{P}{1 - \frac{\gamma_a \times D_f}{q_{all}}} \qquad (7\text{-}1)$$

حيث : P = حمل الحائط لوحدة الأطوال.

P_T = الحمل الكلي عند منسوب التأسيس، لوحدة الأطوال.

γ_a = متوسط كثافة خرسانة الأساس والتربة (عادة = ٢ طن /م٣ = ٢٠ كيلو نيوتن /م٣).

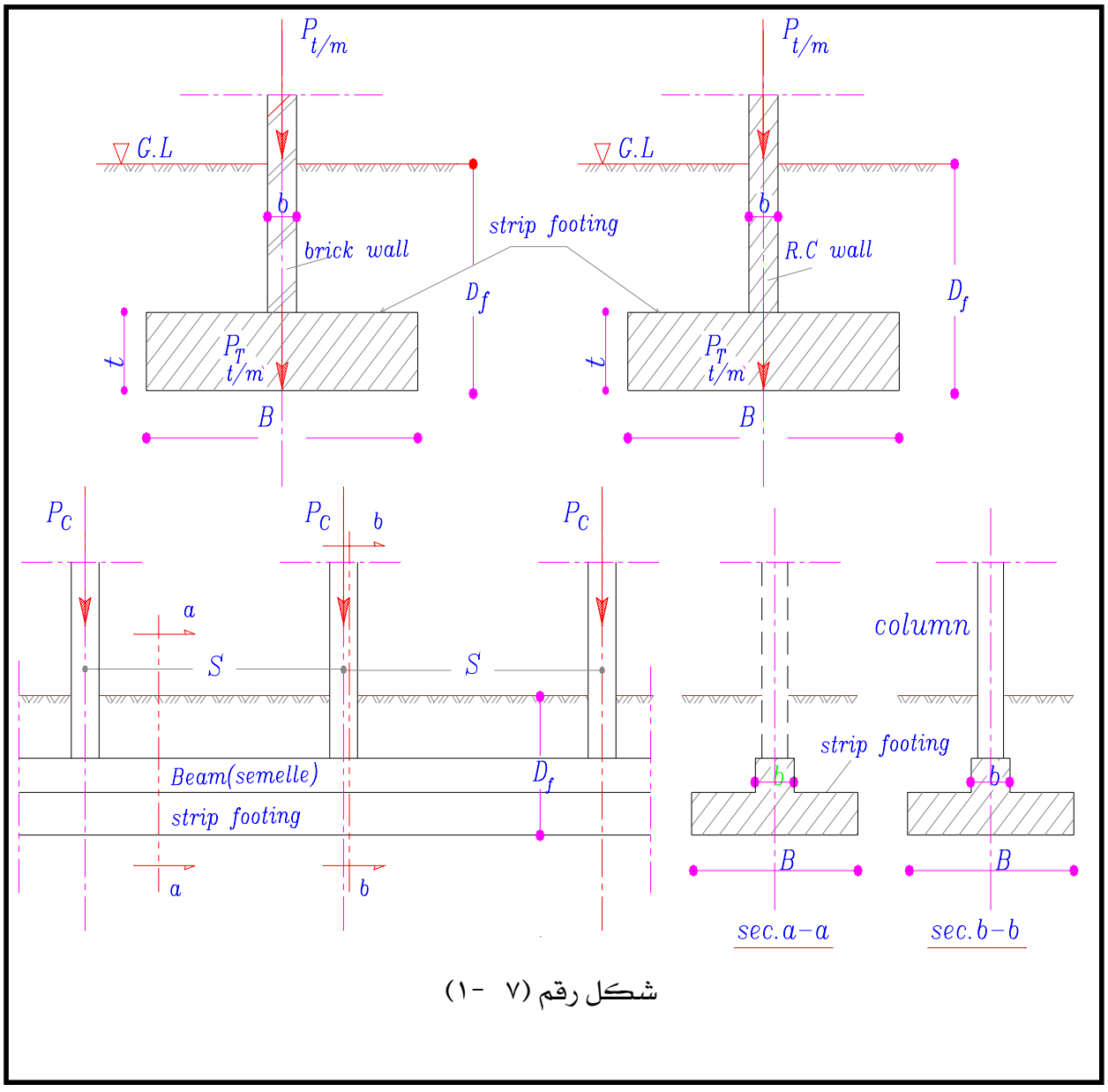
D_f = عمق التأسيس.

q_{all} = إجهاد التربة الكلي المسموح به (Gross allowable bearing stress of the soil)

وبمعلومية الحمل الكلي على منسوب التأسيس تحسب مساحة القاعدة اللازمة وذلك بقسمة الحمل الكلي P_T على الإجهاد المسموح به.

$$B \times 1.0 = P_T / q_{all} \qquad (7\text{-}2)$$

من المعادلة (٧ -٢) يمكن حساب عرض القاعدة B ، لأقرب عشرة سنتيمترات.



شكل رقم (٧ -١)

٧ -٤ -١: القطاع الخرساني:

لحساب القطاع الخرساني نقوم بتحديد الأحمال المؤثرة على النظام الإنشائي. والحمل المؤثر من الأسفل إلى الأعلي هو الفرق بين رد فعل الأرض (P_T/B) ويؤثر إلى أعلي ووزن القاعدة والأتربة $((P_T-P)/B)$ ويؤثر إلى أسفل. وعليه تحسب قيمة الحمل الموزع لوحدة الأطوال F_{net} حسب الآتي:

$$F_{net} = P/B \qquad (7\text{-}3)$$

ويؤثر هذا الحمل الموزع بانتظام من أسفل إلى أعلي على كابولي مزدوج Double Cantilever . حيث طول بحر الكابولي يحدد كالتالي:

للحوائط الخرسانية:

$$S = (B-b)/2 \qquad (7\text{-}4)$$

وللحوائط الحجرية أو الطوب :

$$S = (B-b/2)/2 \qquad (7\text{-}5)$$

ومن ثم العزم الأقصى يحسب من المعادلة (٧ -٦)

.

$$M = F_{net} \times S^2/2 \qquad (7\text{-}6)$$

ويكون مصاحب لهذا العزم قوة قص تستخدم لحساب إجهادات التماسك بين الحديد والخرسانة.

وقيمة قوة القص Q_b تحسب من المعادلة الآتية:

$$Q_b = F_{net} \times S \qquad (7\text{-}7)$$

ملاحظات:

١) لا داعي لحساب القطاع الحرج للقص في حالة القواعد الشريطية نظرا لكبر القطاع الخرساني الناتج عادة من العزم وإجهادات التماسك (Bond stress).

٢) هناك حالات تختلف عن تلك الحالة البسيطة المعرضة لحمل مركزي . ومن تلك الحالات وجود حمل غير مركزي أو وجود حمل مركزي وعزوم انحناء . ولكن سنكتفي في هذه الحقيبة بحالة الأساسات المعرضة لحمل مركزي فقط.

٣) من الحالات الخاصة تأسيس عدد من الأعمدة (المتقاربة الأحمال والمسافات) على أساس شريطي وتلك الحالة تعالج بوضع كمرة بين الأعمدة لمقاومة العزم والقص المؤثر على الكمرة المستمرة بين الأعمدة . (الوضع في هذه الحالة مقلوب عن حالة الكمرات التي تم دراستها في الوحدة الخامسة) . حيث أن الحمل الموزع يؤثر من أسفل إلى أعلي وأحمال الأعمدة تؤثر من أعلي إلى أسفل . أي أن تسليح هذه الكمرة يكون مقلوبا. ثم تأتي الخطوة التالية وهي معاملة الكمرة المستمرة كحائط وتحسب القاعدة الشريطية كما ورد بالمعادلات (٧ -١) إلى (٧ -٣) ويكون حمل الكمرة في تلك الحالة هو متوسط حمل العامود على المسافة بين الأعمدة .

$$W = P_c / S_c \qquad (7\text{-}8)$$

حيث : W = الحمل المؤثر على كمرة الأساس. لوحدة الأطوال

P_c = حمل العامود.

S_c = المسافة بين محاورالأعمدة.

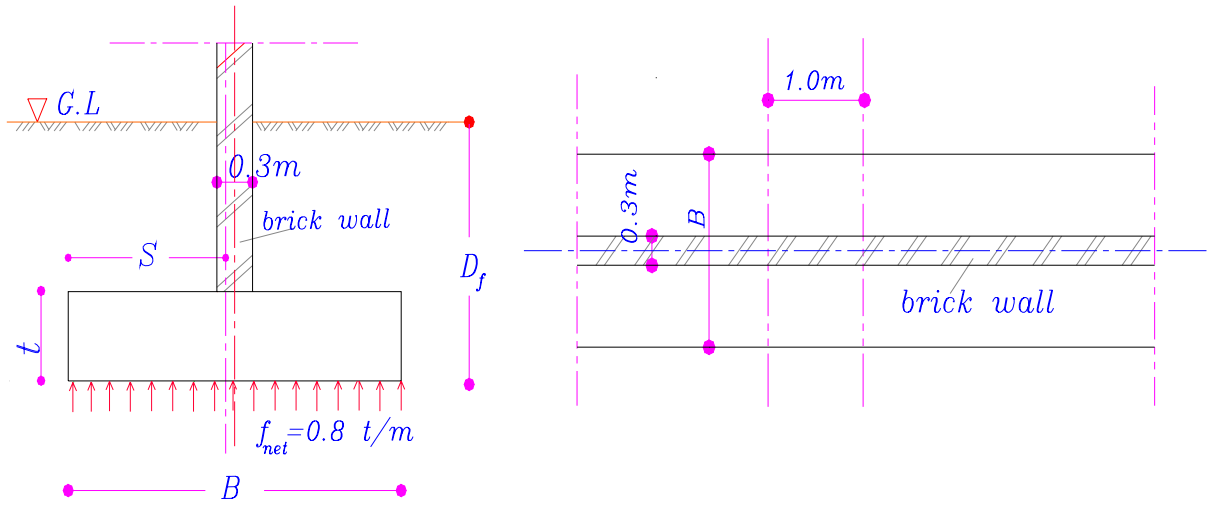
ويكون تفاصيل التسليح في تلك الحالة مكونا من قطاع عرضي لتوضيح تفاصيل الشفة السفلية (Strip footing) . وقطاع طولي مارا بالأعمدة لتوضيح تسليح الكمرة . ويلاحظ هنا أن التسليح مقلوبا أي أن الحديد الرئيسي يكون أعلي الكمرة بين الأعمدة ، ويكون أسفل الكمرة تحت الأعمدة.

٧ -٤ -٢: أمثلة محلولة للقواعد الشريطية

مثال ١

أوجد عرض أساس شريطي ليحمل حائط عرضه ٣٠ سم وينقل عند سطح الأرض حملا مقداره ٢٠ طن/م. .عمق التأسيس ١,٠ متر وقدرة تحمل التربة ١,٠ كجم /سم٢. والحائط مبنى من الطوب الأحمر . المطلوب أيضا تفاصيل القاعدة.

الحل



شكل رقم (٧ -٢)

$$P_T = \frac{P}{1 - \frac{\gamma_a \times D_f}{q_{all}}} = \frac{20}{1 - \frac{2 \times 1.0}{10}} = 25\ t/m$$

B= 25/10 =2.5 m

Concrete Section:

$F_n = 20/2.5 = 8$ t/m

$S = (B - b/2)/2 = (2.5 - 0.3/2)/2 = 1.175$ m

$M = F_n \times S^2/2 = 8 \times (1.175)^2/2 = 5.523$ t.m. /m

$Q_b = F_n \times S = 8 \times 1.175 = 9.4$ t/m

Assume: $f_c = 60$ kg/cm^2

$f_s = 1400$ kg/cm^2

$k_1 = 0.313$

$k_2 = 1217$

$$d = k_1\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.313\sqrt{\frac{5.523\times10^5}{100}} = 23.26cm$$

d_{min} = b or 25 cm

Take d = 30 cm

t = 30 + cover = 30 +5 = 35 cm

$$A_s = \frac{M}{k_2 \times d} = \frac{5.523 \times 100000}{1217 \times 30} = 15.127\ cm^2$$

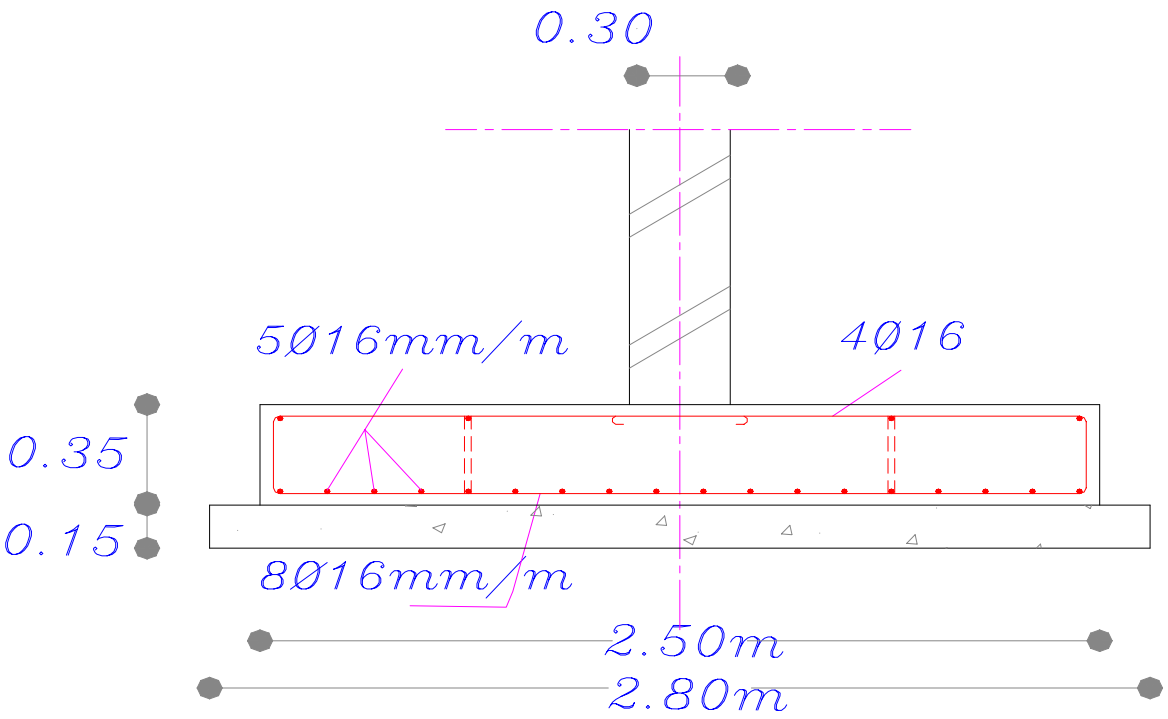
Take 8 Ø 16 mm/m (16.1 cm^2)

$$q_b = \frac{Q}{0.87\times d\times\sum\circ\circ\circ\circ} = \frac{9.4\times1000}{0.87\times30\times(8\pi\times1.6)} = 8.96$$

< 10 kg /cm^2 (safe)

$A_{s'} \geq 0.2\ \%\ A_c = 0.2\ \% \times30\times100 = 6\ cm^2$

$A_{s'}$ = 5 Ø 16 (min. Reinforcement)

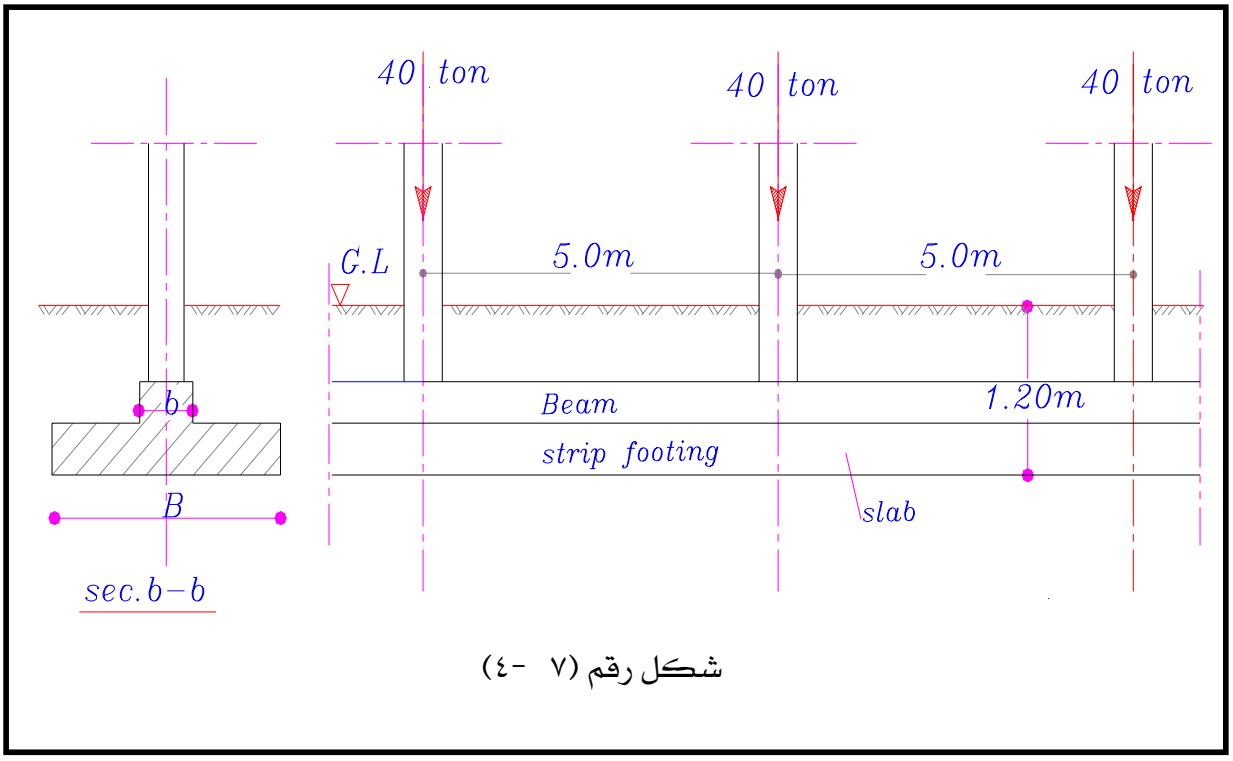


شكل رقم (٧ -٣)

مثال رقم ٢

مطلوب تصميم أساس لصف من الأعمدة حمل كل منها ٤٠ طن والمسافات بينها متساوية وتساوي ٥,٠٠ متر وعمق الأساس ١,٢ متر تحت منسوب سطح الأرض . ومقاومة التربة الخالصة ٠,٧٢ كجم/سم٢ (قطاع الأعمدة ٣٠ × ٣٠ سم . وتسليحه ٨Ø ١٤ مم).

الحل



شكل رقم (٧ -٤)

Design of long beam

Load per meter = 40/5 = 8 t/m ↑

$$M_{max} = \frac{W \times l^2}{12} = \frac{8 \times 5^2}{12} = 16.67\, m.t$$

Choose b = 40 cm

$$d = k_1\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.313\sqrt{\frac{16.67 \times 100000}{40}} = 64.3cm$$

Take t = 75 cm and d = 68 cm

$$A_s = \frac{M}{k_2 \times d} = \frac{16.67 \times 100000}{1217 \times 68} = 20.13 cm^2$$

Choose 8 Ø 18 mm

Shear Q = 20 ton

kg /cm^2 $q = \frac{20 \times 1000}{0.87 \times 40 \times 68} = 8.45$

Choose 4 branches Ø 8 mm @ 15 cm Stirrups

kg /cm^2 $q_{stirr} = \frac{4 \times 0.503 \times 1400}{15 \times 40} = 4.67$

The rest to be resisted by four (4) bent up bars Ø 18 mm

Design of slab:

$$P_T = \frac{8}{1 - \frac{1.2 \times 2}{7.2}} = \frac{8}{2/3} = 12.0 t/m$$

B = 12 / 7.2 = 1.67 → 1.7 m

F $_{net}$ = 8 / 1.7 = 4.7 t/m

S = (1.7 – 0.4) / 2 = 0.65 m

M = 4.7 $(0.65)^2$ /2 = 0.993 m.t/m

Q $_b$ = 4.7×0.65 = 3.055 t/m

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.313 \sqrt{\frac{0.993 \times 100000}{100}} = 10 cm$$

For rigidity requirements take t = 20 cm

d $_{act}$ = 17 cm

$$A_s = \frac{M}{k_2 \times d} = \frac{0.993 \times 100000}{1217 \times 17} = 4.8 cm^2 / m$$

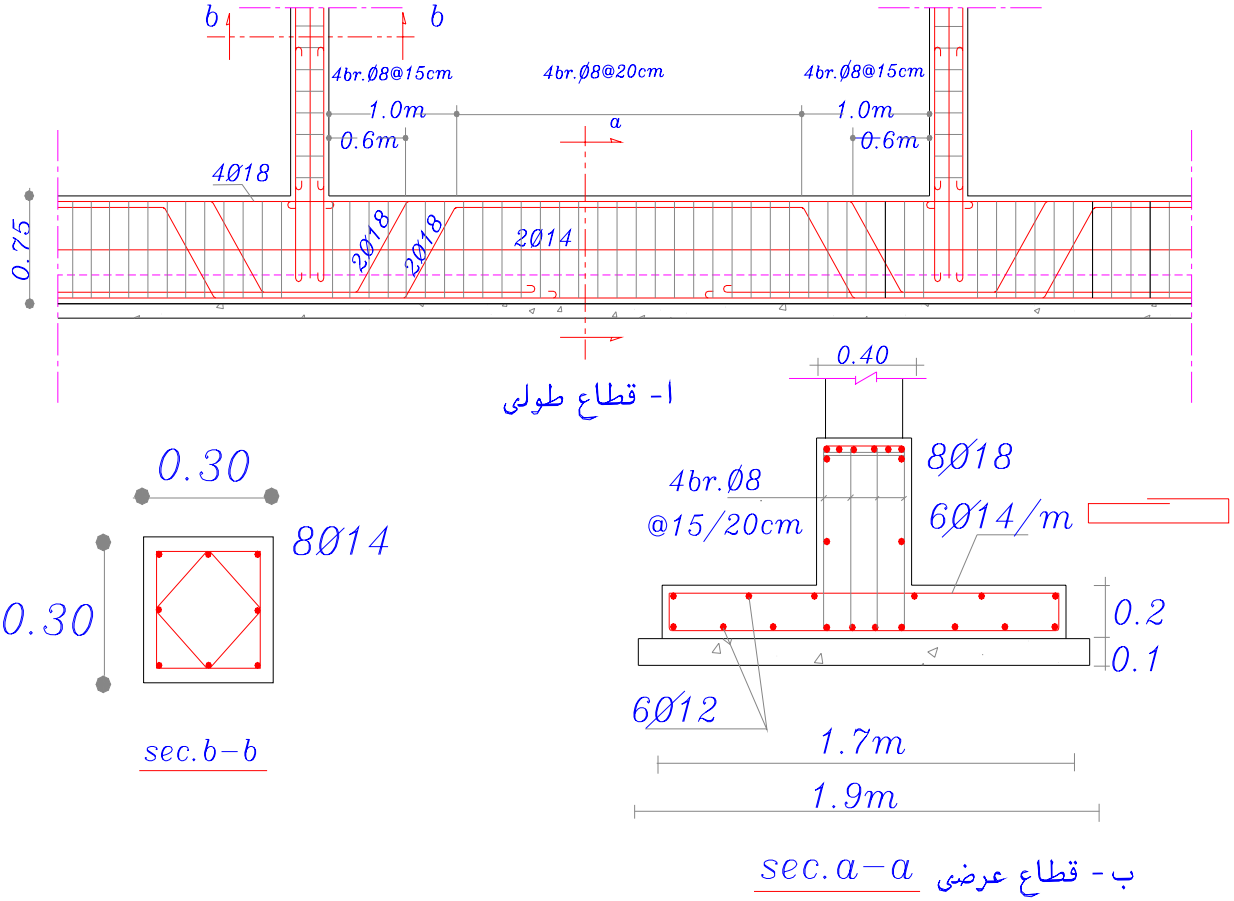
Take A $_{s\,min}$ = 6 Ø 14 mm / m

kg./cm^2(safe) $q_b = \frac{Q}{0.87 \times d \times \sum \circ\circ\circ\circ} = \frac{3.055 \times 1000}{0.87 \times 17 \times (6\pi \times 1.4)} = 7.83 < 10$

$A_{s'} \geq 0.2\ \%\ A_c = 0.2\ \% \times 20 \times 100 = 4cm^2$

$A_{s'} = 5\ Ø\ 12\ mm/m$ (min. Reinforcement)

انظر الشكل رقم (٧ -٥) والذي يوضح تفاصيل الأساس.



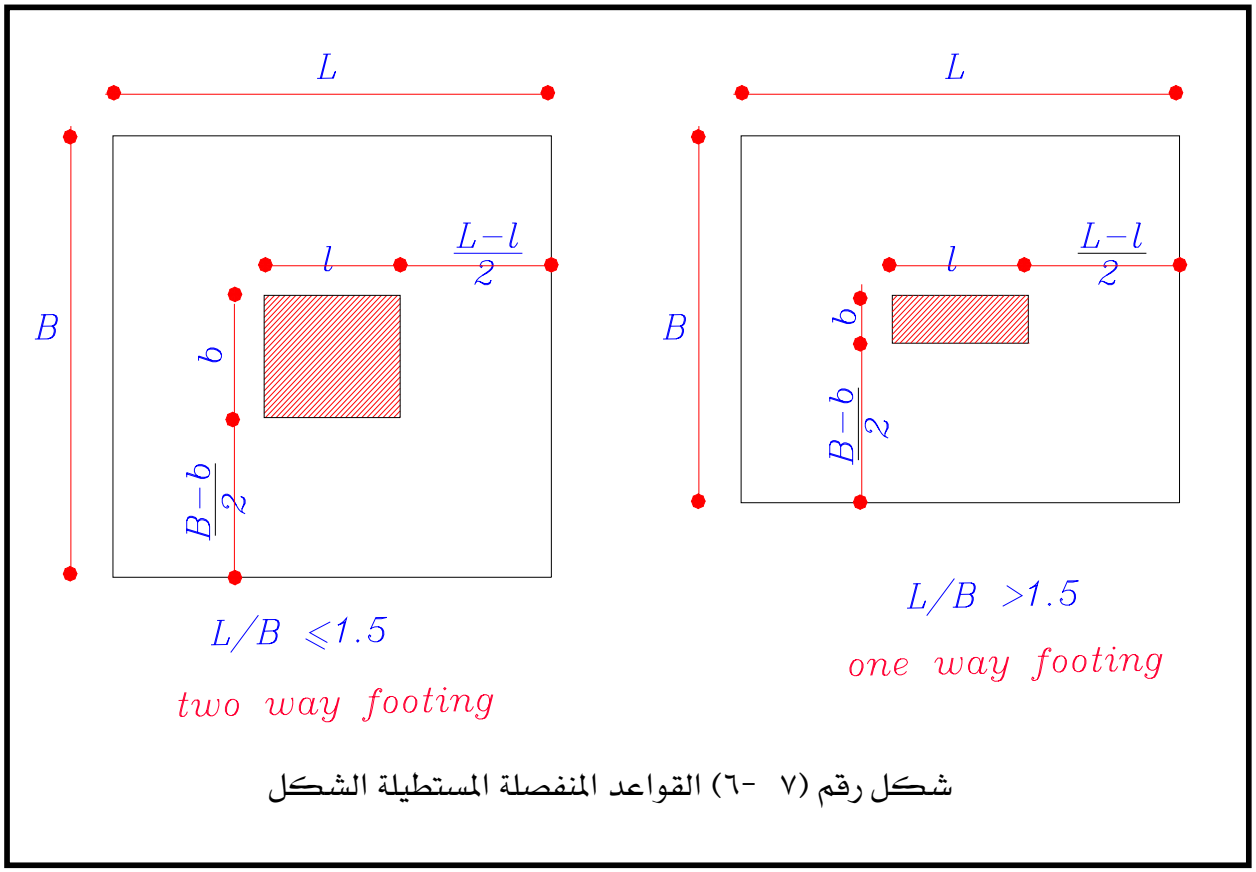
شكل رقم (٧ -٥)

٧ -٥: تصميم القواعد المنفصلة Design of Spread Footings

تعتبر القواعد المنفصلة تضخيم لقطاع العمود لتناسب الإجهادات المنخفضة للتربة بالمقارنة بإجهادات مادة العامود. وتأخذ القواعد المنفصلة أشكال مختلفة تكون عادة مربعة أو مستطيلة الشكل. وإن كان الشكل المستطيل أكثرها إستخداما وشيوعا. والشكل رقم (٧ -٦) يبين نوعي القواعد المنفصلة من الناحية الإنشائية .

أ) القواعد الثنائية Two Way Footings

ب) القواعد الأحادية One Way Footings



شكل رقم (٧ -٦) القواعد المنفصلة المستطيلة الشكل

والحكم في كون القاعدة ثنائية أو أحادية هو نسبة أطوال الأضلاع. فإذا زاد طول القاعدة عن مرة ونصف عرضها اعتبرت أحادية وإلا فهي ثنائية. ويتحكم في اختيار نسبة الطول إلى العرض أبعاد العمود وتوزيع القواعد في المسقط الأفقي. وإن كان من الأفضل عادة اختيار القواعد الثنائية. وتختار تلك النسبة بحيث يكون بروز القاعدة من الإتجاهين من أوجه العامود شبه متساوي. أي أن:

$$(L - l) = (B - b) \qquad (7\text{-}9)$$

ومن معادلة المساحة المطلوبة لقدرة تحمل التربة وهي:

$$A = L \times B = P_T / q_{all} \qquad (7\text{-}10)$$

Or

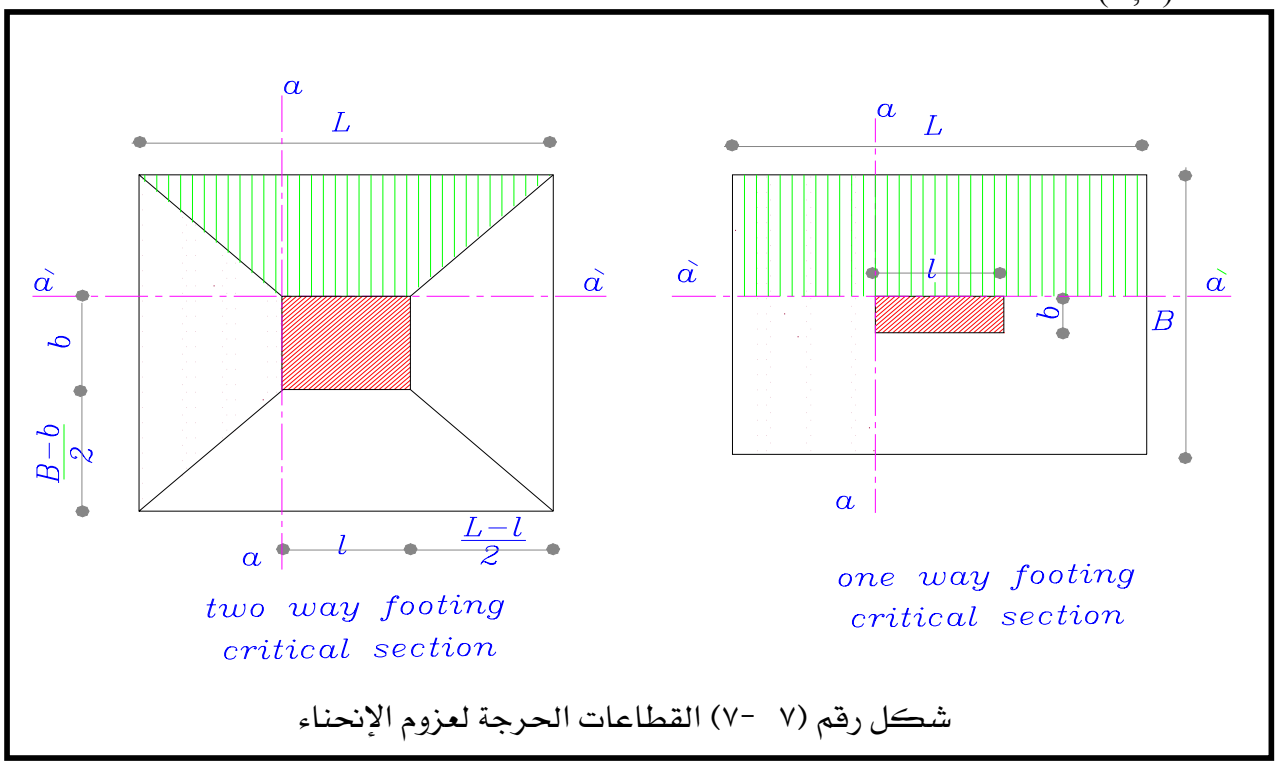
$$q_{all} = P_T / (L \times B) \qquad (7\text{-}11)$$

نحصل على معادلتين (٧ -١٠) ، (٧ -١١) للمجهولين L ، B ومنهما نحصل على أبعاد القاعدة لأقرب خمسة سنتيمترات (٥ سم). وقيمة P_T تحدد من المعادلة (٧ -١) لعامود يؤثر عليه حمل مركزي.

ملاحظات :

١) يجب ملاحظة أن القيمةالدنيا للإجهاد q_{all} من المعادلة (٧ -١١) يجب أن لا تقل عن الصفر. (حتى لا يحدث إنفصال بين التربة والقاعدة).

٢) يجب ملاحظة أن P_T المحسوبة من المعادلة (٧ -١) هي تقريبية لحل المسألة وأن القيمة الدقيقة عادة ما تكون مختلفة عنها إختلافا طفيفا. وينتهي دور P_T بتحديد الأبعاد الأفقية للقاعدة (B,L).



شكل رقم (٧ -٧) القطاعات الحرجة لعزوم الإنحناء

وعند البحث عن سمك القاعدة وتسليحها فإن حمل العامود يستخدم مباشرة في حساب توزيع الإجهادات أسفل القاعدة لإيجاد عزوم الإنحناء وقوى القص والإختراق المعرض لها القطاعات الحرجة بالقاعدة.

وتحدد القطاعات الحرجة للقواعد الأحادية والثنائية بالنسبة للعزم والتماسك بأوجه العامود الخرساني. كما هو موضح بالشكل (٧ -٧). موضح أيضا بالشكل كيفية حساب العزم لكل وجه.

بالنسبة للقواعد الثنائية :

Section a -a:

$$M = \frac{P}{A}\left[b\left(\frac{L-l}{2}\right)^2 / 2 + (B-b)\left(\frac{L-l}{2}\right)^2 / 3 \right]$$

$$(7\text{-}12)\quad M = \frac{P}{24 \times A}(2B + b)(L - l)^2$$

Section a′- a′:

$$(7\text{-}13)\quad M = \frac{P}{24 \times A}(2L + l)(B - b)^2$$

بالنسبة للقواعد الأحادية :

Section a -a:

$$(7\text{-}14)\quad M = \frac{P}{L}(L - l)^2 / 8$$

$$(7\text{-}15)\quad M = \frac{P}{B}(B - b)^2 / 8$$

من الواضح أن القيم المعطاه بالمعادلات (٧ -١٢) ، (٧ -١٤). ستكون هي القيم القصوى عند تصميم وإختيار سمك الأساس وحديد التسليح للقواعد الثنائية والأحادية على الترتيب .

ويؤخذ عرض القطاع عند حساب السمك مساويا عرض العامود مضافا إليه عشرون سنتيمترا في حالة القواعد الثنائية . ويؤخذ مساويا عرض القاعدة للقواعد الأحادية.

وقوة التماسك Q_b لعامود مركزي تحسب كالتالي:

$$F_n = P / A \qquad (7\text{-}16)$$

حيث Q_b تحسب من العلاقة التالية:

For section a -a:

$$Q_b = ¼ (B + b) (L - l) \times F_n \qquad (7\text{-}17)$$

For section a′- a′:

$$Q_b = ¼ (L + l) (B - b) \times F_n \qquad (7\text{-}18)$$

٧ -٥ -١: عمق الاختراق Punching Depth

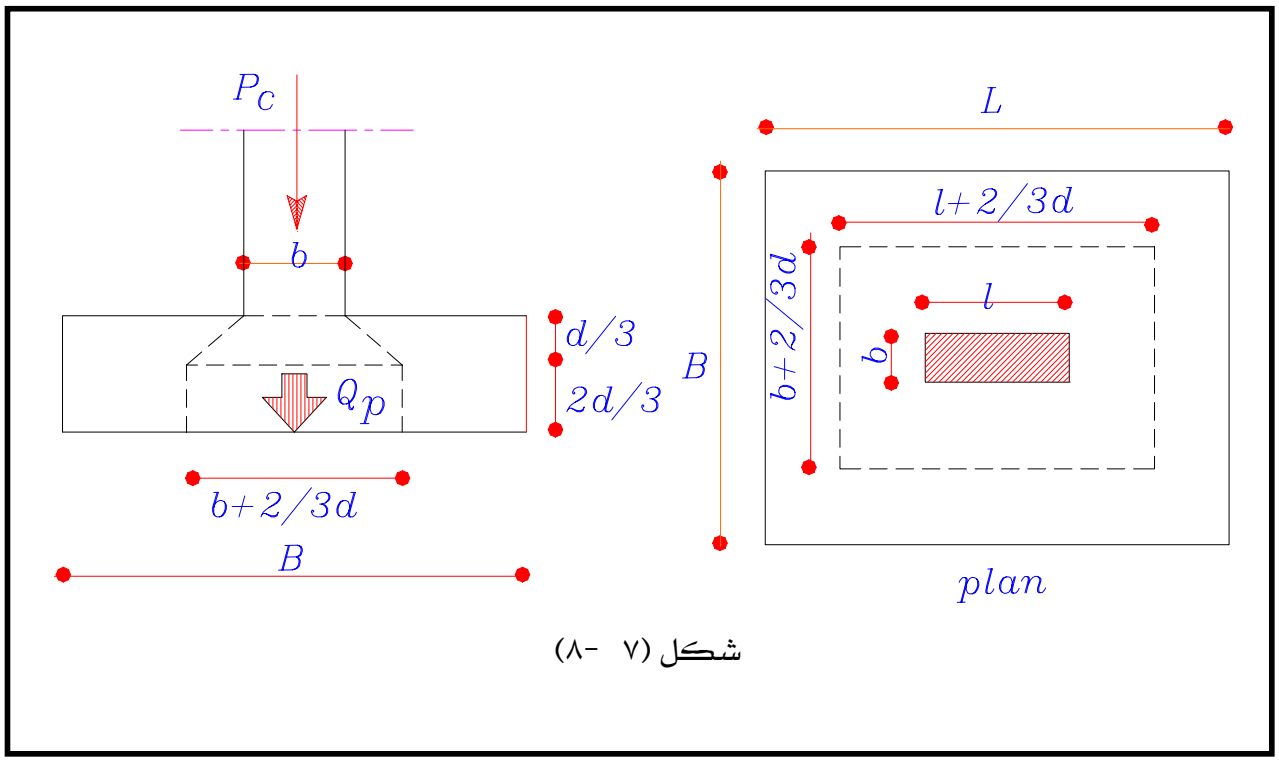
حيث أن التغير في قطاع العمود من $(l \times b)$ إلى قطاع القاعدة الأفقي $(L \times B)$ تغير مفاجئ فهناك إحتمال اختراق العامود للقاعدة بواسطة القص المباشر (Direct Shear) . وللتغلب على هذا الانهيار يجب أن يكون عمق القاعدة كاف لتقليل إجهادات القص المباشر إلى قيمة تكون آمنة بالنسبة لمادة الخرسانة. والإجهاد المقبول للقص المباشر نتيجة الاختراق q_P تؤخذ للخرسانة ٨ كجم/سم٢ .

وتحسب القوة المباشرة للإختراق من حمل العامود مطروحا منه رد فعل التربة للجزء المخترق من القاعدة . وهناك عدة إفتراضات لشكل الاختراق وإن كان أكثرها قبولا هو ذلك الموضح في الشكل (٧ -٨) . حيث تم فرض أن الكسر يأخذ ٤٥° خلال منطقة الضغط (حوالي ثلث عمق القاعدة) بينما يكون رأسيا في باقي العمق أي خلال منطقة الشد. من ذلك يكون حمل الاختراق محسوبا كالتالي:

$$Q_P = P - F_n\left(b + \frac{2}{3}d\right) \times \left(l + \frac{2}{3}d\right) \qquad (7\text{-}19)$$

ويكون إجهاد الاختراق محسوبا من المعادلة الآتية :

$$q_P = \frac{Q_P}{2d\left(l + b + 1.33d\right)} \qquad (7\text{-}20)$$



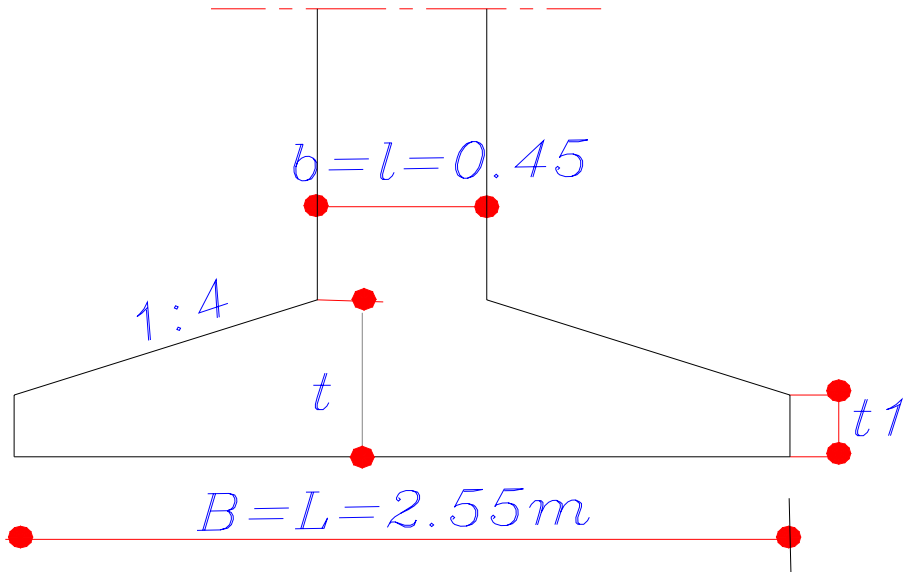
شكل (٧ -٨)

٧ -٥ -٢: أمثلة محلولة للقواعد المنفصلة

مثال ١

صمم قاعدة عمود مربع أبعاده ٤٥ × ٤٥ سم ويؤثر عليه حمل قدره ١٠٠ طن. وعمق التأسيس ١,٠ متر. وقدرة تحمل التربة ١,٧٥ كجم/سم٢(تسليح العامود ٨ Ø ١٨ مم)

الحـل



شكل رقم (٧ -٩)

Footing Dimensions:

$$P_T = \frac{P}{1 - \frac{\gamma_a \times D_f}{q_{all}}} = \frac{100}{1 - \frac{2 \times 1}{17.5}} = 112.9\ ton$$

$$A = 112.9 / 17.5 = 6.452\ m^2$$

$$B = \sqrt{A} = 2.54 = 2.55m$$

Concrete Sections:

$$M = \frac{P}{24 \times A}(2B + b)(L - l)^2 = \frac{100}{24 \times (2.55)^2}(5.1 + 0.45)(2.55 - 0.45)^2 = 15.683 m.t$$

$$Q_b = ¼ (B + b)(L - l) \times F_n = ¼ (2.55 + 0.45)(2.55 - 0.45) \times 15.38 = 24.221\ ton$$

$$Q_P = P - F_n\left(b + \frac{2}{3}d\right) \times \left(l + \frac{2}{3}d\right)$$

$$d = 0.313 \times \sqrt{\frac{15.683 \times 10^5}{(45 + 20)}} = 49\,cm$$ But

Take d =50 cm & t = 55 cm

$$Q_P = 100 - \frac{100}{2.55^2}\left(0.45 + \frac{2}{3} \times 0.5\right)\left(0.45 + \frac{2}{3} \times 0.5\right) = 90.564 ton$$ so,

$$q_P = \frac{Q_P}{2d\,(l + b + 1.33\,d)} = \frac{90.564 \times 10^3}{2 \times 50\,(45 + 45 + 66.7)} = 5.78\ kg/cm^2$$

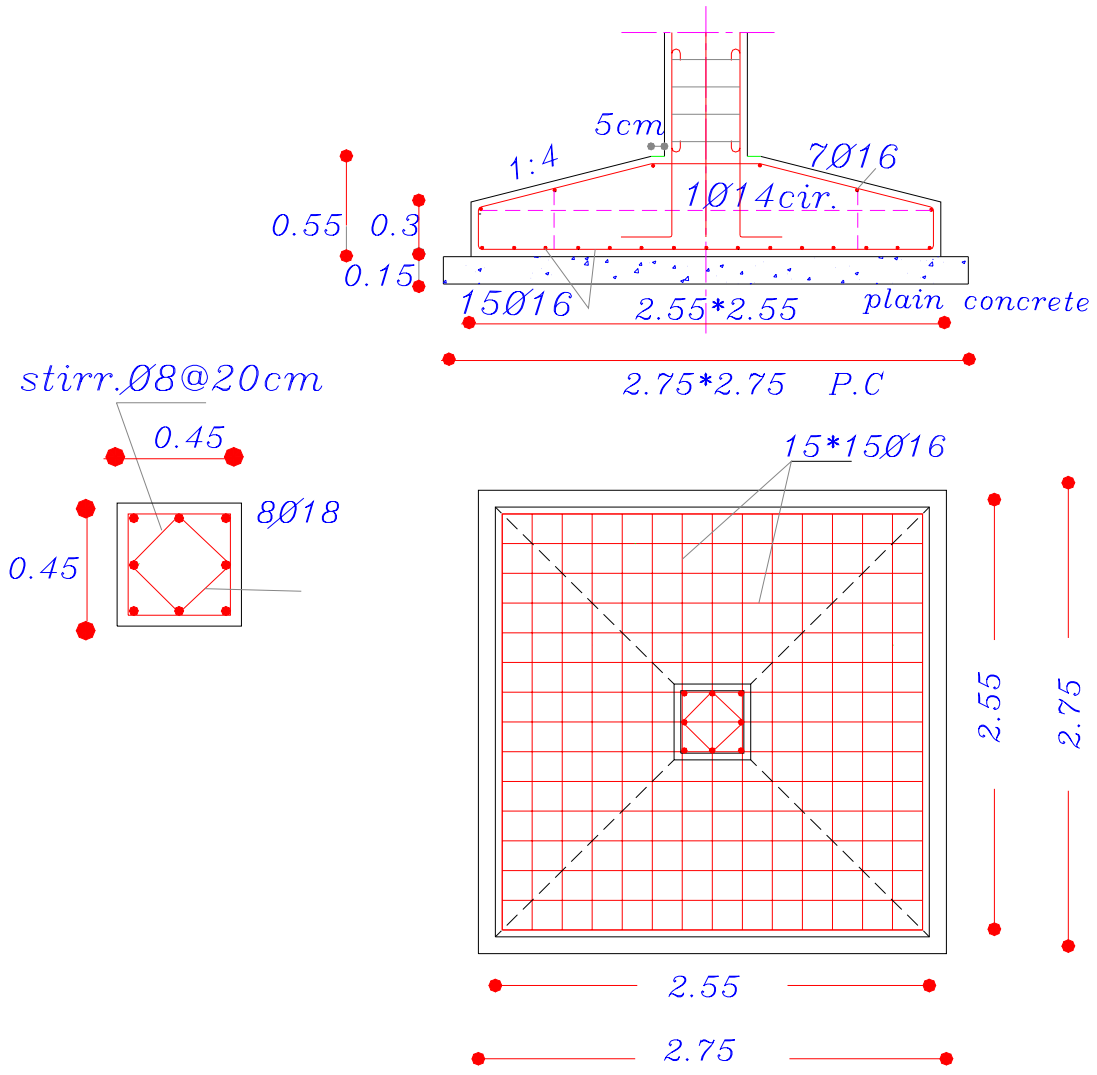
$$A_s = \frac{M}{k_2 \times d} = \frac{15.68 \times 10^5}{1217 \times 50} = 25.75 cm^2$$

Choose 13 Ø 16 mm

$$q_b = \frac{Q}{0.87 \times d \times \sum \circ\circ\circ\circ} = \frac{24.221 \times 1000}{0.87 \times 50 \times (13\pi \times 1.6)} = 8.57 < 10 kg/cm^2$$

Footing is 2.55 ×2.55 ×0.55 (13 Ø 16 in each direction)

انظر الشكل رقم (٧ -١٠) والذي يوضح تفاصيل القاعدة وحديد التسليح في المسقط الأفقي والقطاع الرأسي.



شكل رقم (٧ -١٠)

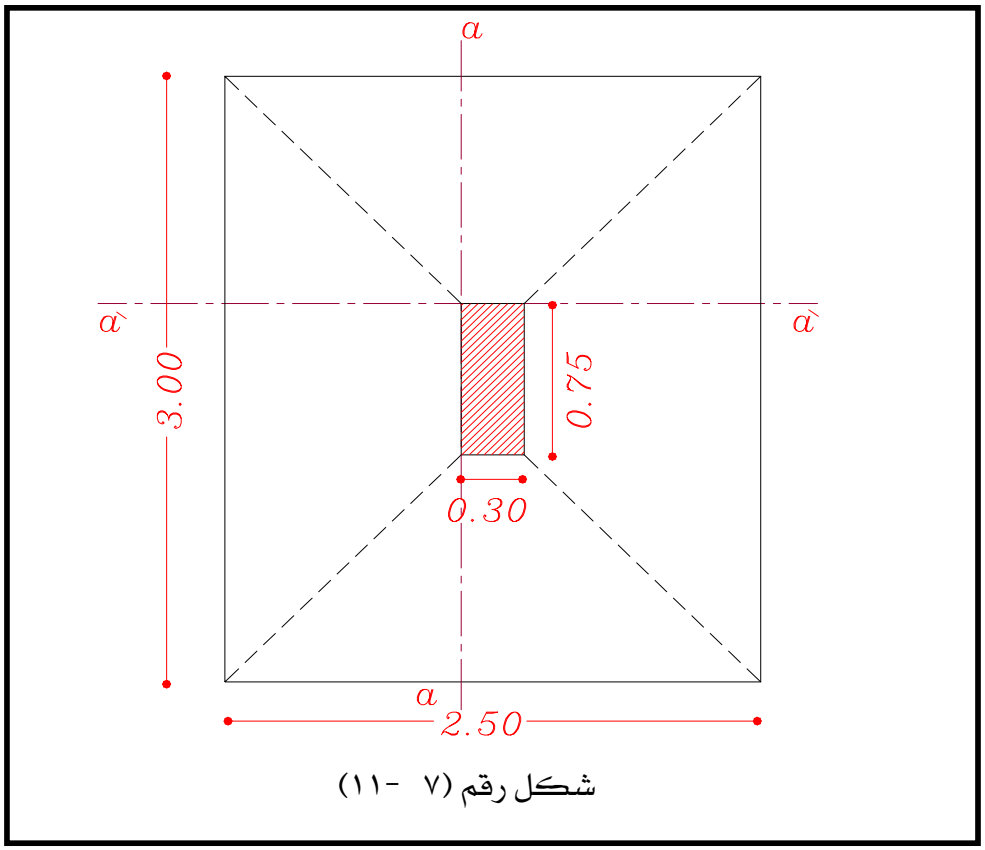
مثال ٢

صمم قاعدة عمود مستطيل (٣٠ × ٧٥) وتسليحه ١٢ Ø ١٦ مم. ويؤثر عليه حملا قدرة ١٥٠ طن وقدرة تحمل التربة الخالصة ٢,٠ كجم/سم٢ . اختار أبعاد القاعدة لتعطي بروز متساوي للقاعدة بالنسبة لأوجه العامود . (افرض إجهاد اختراق يساوي $q_p = 8\ kg/cm^2$).

الحل

$A = P / F_{all.net} = 150 / 20 = 7.5\ m^2$

Choose L = 3.0 m , B = 2.5 m



شكل رقم (٧ -١١)

$$M_{a-a} = \frac{P}{24 \times A}(2B + b)(L - l)^2 = \frac{150}{24 \times 7.5}(5.3)(2.25)^2 = 22.36\,t.m$$

$$M_{a'-a'} = \frac{P}{24 \times A}(2L + l)(B - b)^2 = \frac{150}{24 \times 7.5}(6.75)(2.2)^2 = 27.225\,t.m$$

$Q_{b\ a-a} = ¼\ (B + b)\ (L - l) \times P/A = ¼ \times 150/7.5(2.8)\ (2.25) = 31.50$ ton

$Q_{b\ a'-a'} = ¼\ (L + l)\ (B - b) \times P/A = ¼ \times 150/7.5(3.75)\ (2.2) = 41.25$ ton

Concrete Sections;

$$d = 0.313 \times \sqrt{\frac{22.360 \times 10^5}{(30 + 20)}} = 66.16\,cm$$

t = 70 cm

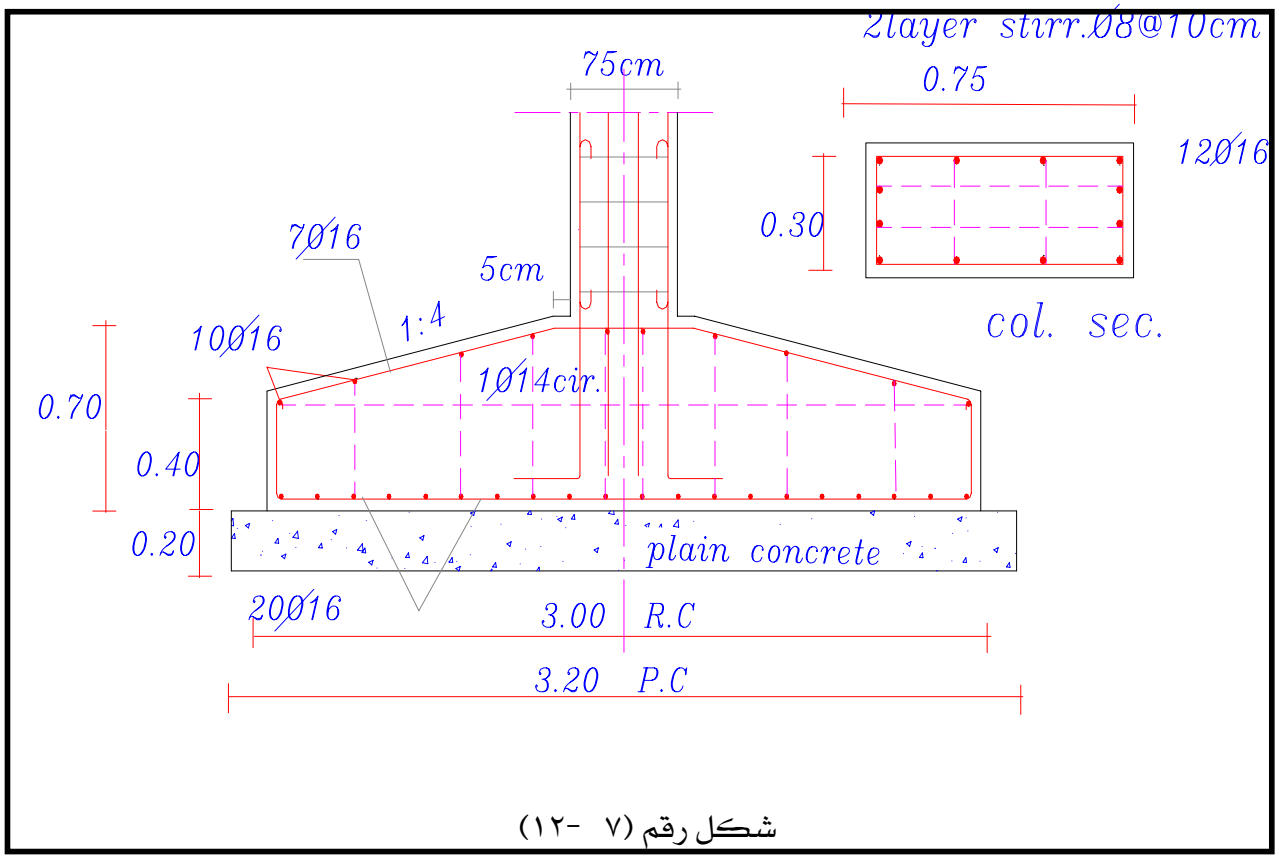
Choose 15 Ø 16 mm $A_s = \frac{M}{k_2 \times d} = \frac{22.360 \times 10^5}{1217 \times 65} = 28.24 cm^2$

Choose 18 Ø 16 mm $A_{s'} = \frac{M}{k_2 \times d} = \frac{27.225 \times 10^5}{1217 \times 63} = 35.5 cm^2$

$$q_b = \frac{Q}{0.87 \times d \times \sum \circ\circ\circ\circ} = \frac{41.25 \times 10^3}{0.87 \times 63 \times (18\pi \times 1.6)} = 8.36 < 10 kg/cm^2 (Safe)$$

$Q_p = 150\text{-}20(0.3+0.44)(0.75+0.44) = 132.4$ ton

$$q_P = \frac{Q_P}{2d(l+b+1.33d)} = \frac{132.4 \times 10^3}{2 \times 65(75+30+97)} = 5.04 < 8 kg/cm^2 (Safe)$$



شكل رقم (٧ -١٢)