

# الباب الثاني

## CHAPTER 2

### تصميم الكمرات

### Design of Beams

رقم الصفحة	البند	المسلسل
٤٠	مقدمة : Introduction .	١ - ٢
٤٠	نظريات التصميم : Theories of Design .	٢ - ٢
٤٤	نظرية حالات الحدود : Limit State Design Method .	٣ - ٢
٥٣	أنواع القطاعات : types of Sections .	٤ - ٢
٥٣	تصميم القطاعات بالمبادئ الأولية : Design of Sections by First Principles .	٥ - ٢
٥٣	١ - ٥ - ٢ : قطاعات مستطيلة ومعرضة لعزوم انحناء وذات تسليح مفرد ( في منطقة الشد فقط ) . Rectangular Single Reinforced Sections.	
٦٢	٢ - ٥ - ٢ : قطاعات مستطيلة ومعرضة لعزوم انحناء وذات تسليح مزدوج ( في منطقتي الشد والضغط ) . Rectangular Double Reinforced Sections.	
٦٨	٣ - ٥ - ٢ : قطاعات على شكل T ذات تسليح في مناطق الشد T - Single Reinforced Sections.	
٨٠	تصميم القطاعات بالمخططات البيانية : Design of Sections by Charts	٦ - ٢
٨٠	١ - ٦ - ٢ : تصميم القطاع الخرساني المستطيل ذو التسليح المفرد .	
٩٣	٢ - ٦ - ٢ : تصميم القطاع الخرساني المستطيل ذو التسليح المزدوج .	
٩٦	٣ - ٦ - ٢ : تصميم القطاع على شكل ( T ) ذو تسليح مفرد في منطقة الشد .	
١٠٧	القص في الكمرات .	٧ - ٢

يقصد بتصميم الكمرات تحديد القطاعات الحرجة ذات أكبر قيم للعزوم أو القص ثم تحديد أبعادها الهندسية ومن ثم التسليح المطلوب لها لتقاوم الأحمال التي تتعرض لها مع تحقيق معامل أمان مناسب ، مع ضرورة استيفاء القطاع لمتطلبات الكود المصري لتصميم المنشآت الخرسانية من حيث الحدود الدنيا لأبعاد القطاع وكمية التسليح وشروط التشغيل .

٢ - ٢ : نظريات التصميم :-

هناك ثلاث نظريات استخدمت في تصميم المنشآت الخرسانية خلال العقود الخمسة الماضية :

الأولى: نظرية إجهاد التشغيل

*Working Stress Design Method (W.S.D.M.)*

الثانية : نظرية المقاومة القصوى

*Ultimate Strength Design Method (U.S.D.M.)*

الثالثة: نظرية حالات الحدود

*Limit State Design Method (L.S.D.M.)*

أولاً : أهم معالم النظرية الأولى W.S.D.M :-

في عملية التصميم هناك متغيرات كثيرة منها :-

١ - عملية مقاومة الخرسانة المسلحة والمسماة  $f_{c28}$  أو ما يطلق عليه المقاومة المميزة Characteristic Strength وهي مقاومة المكعب القياسي للخرسانة بعد مرور ٢٨ يوماً على تاريخ الصب .

٢ - مقاومة حديد التسليح الداخل في تسليح الخرسانة المسلحة وخصائصه من إجهاد خضوع وإجهاد ضمان وإجهاد أقصى .

٣ - قيمة الأحمال التي يتعرض لها القطاع الخرساني .

٤ - نوعية الأحمال التي يتعرض لها القطاع الخرساني ( أحمال ثابتة - حيه - رياح - زلازل - ضغوط جانبية - درجات حرارة - فروق هبوط - زحف - إنكماش - أحمال متحركة ... الخ) ومن اللازم في كل نظريات التصميم أن يكون هناك معامل أمان تزيد قيمته كلما كان علمنا مازال محدوداً بطبيعة السلوك الإنشائي للمادة الإنشائية التي نتعامل معها ويزيد أيضاً في حالة عدم وجود أيد ماهرة تستطيع أن تقوم بعملية صناعة الخرسانة على الوجه الصحيح ، وبطبيعة الحال تقل قيمة معاملات الأمان إذا تحقق العلم الصحيح والمهارات اللازمة .

ولقد افترضت نظرية إجهاد التشغيل معامل أمان علي الخامات بحيث يكون لكل عنصر من عناصر الخرسانة المسلحة ( الخرسانة - الحديد ) معامل أمان خاص به ولا توجد أي معاملات أمان علي الأحمال .

فمثلاً : إذا كانت المقاومة المميزة للخرسانة ٢٥٠ كجم / سم<sup>٢</sup> فإنه يجب ألا تشغل هذه الخرسانة علي إجهاد أعلى من ٩٠ كجم / سم<sup>٢</sup> ويسمي الأخير إجهاد التشغيل ومن هنا جاءت تسمية هذه النظرية .

- كذلك حديد التسليح إذا كان إجهاد الخضوع له = ٢٤٠٠ كجم / سم<sup>٢</sup> فإنه يجب ألا يشغل علي جهد أعلى من ١٤٠٠ كجم / سم<sup>٢</sup> مثلاً وهكذا . أما الأحمال ( g , P ) فهي بنفس قيمتها لا تخضع لأي تغيير .

- ونلاحظ هنا أن معامل الأمان كبير نسبياً ، هذا بالإضافة إلي افتراض التوزيع الخطي للإجهادات علي كامل القطاع الخرساني شكل ( ١ ) حيث يلاحظ من هذا الشكل أن :

$$C = \frac{1}{2} f_c z b$$

$$= \frac{1}{2} * 95 * z b$$

$$C = 47.5 b z$$

$$\text{Force} = \text{Stress} * \text{Area}$$

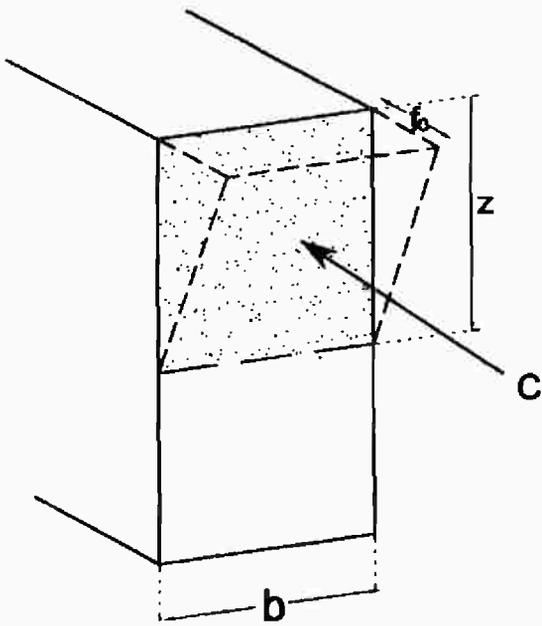
أي أن المساحة المسماة zb والتي تحمل قوة C و تتعرض إلي جهد قدره ٤٧,٥ كجم / سم<sup>٢</sup> في حين أنها تستطيع أن تتحمل ٢٥٠ كجم / سم<sup>٢</sup> . هذا يعني أن معامل الأمان وصل إلي أكثر من ٥ و هو كبير جداً . وهذا أحد عيوب النظرية .

وهناك عيب آخر حيث لا يوجد معامل أمان للعنصر ككل

للخرسانة علي حده	F.O.S.	بمعنى أن هناك معامل أمان
للحديد علي حده	F.O.S.	وهناك معامل أمان
للأحمال علي حده = ١	F.O.S.	وهناك معامل أمان

هذا للتباين في معاملات الأمان يجعل العنصر الإنشائي ككل غير معلوم معامل الأمان العام الخاص به .

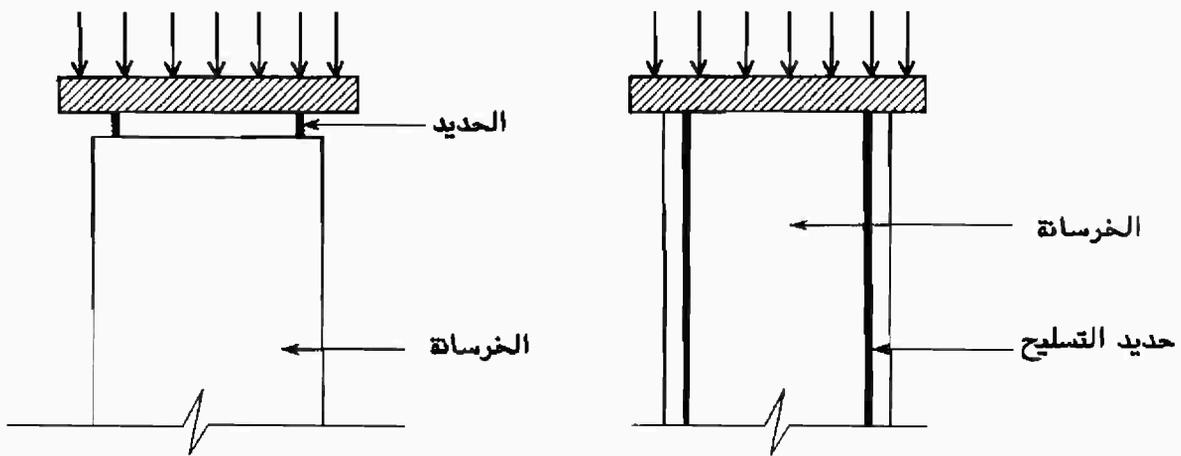
بمعنى أننا لا نستطيع التنبؤ متى ينهار العنصر بالضبط. وما هي المادة التي تنهار أولاً هل الخرسانة أو الحديد .



$$\begin{aligned}
 C &= \frac{1}{2} * f_c * Z * b \\
 &= \frac{1}{2} * 95 * z * b \\
 C &= 47.5 zb
 \end{aligned}$$

FORCE      STRESS      AREA

شكل (١)



شكل (٢)

مع الزمن لا يسلك الحديد نفس مسلك الخرسانة

## وهناك عيب آخر :

افتراض أن الرقم  $n$  (وهو ما يسمى النسبة المعيارية Modular Ratio وهي حاصل قسمة  $\frac{\epsilon_s}{\epsilon_c}$ ) رقم ثابت هو فرض غير صحيح حيث من المعلوم أن هذا الرقم يتغير مع الزمن نتيجة ظاهرة الزحف Creep ، شكل رقم ( ٢ ) .

إلا أن هذه النظرية ليست كلها عيوب ، ولها بعض المزايا :

١- العناصر الإنشائية مؤمنة ضد ظروف التشغيل

*Serviceability Conditions (Deflection + Cracking)* .

٢- معاملات الأمان للخرسانة يمكن التحكم فيها وتقليلها عن طريق ضبط الجودة لكل من الخرسانة و الحديد .

ثانياً: أهم معالم نظرية المقاومة القصوى U.S.D.M : -

تعتمد هذه النظرية على جعل معامل الأمان للخامات ( خرسانة وحديد ) = ١ وزيادة قيمة معاملات الأمان للأحمال بحيث يكون : -

١ - معامل الأمان فقط على الأحمال .

٢ - لا يوجد أى معامل أمان على المواد المستخدمة .

٣ - لا بد من عمل تحقق Check على ظاهرة التشقق والترخيم Deflection , Cracking حيث إن المتوقع أن يكون القطاع الخرساني نحيفاً .

وهذه النظرية لها المزايا الآتية : -

١ - قيمة معامل الأمان أقل من نظيره في حالة نظرية إجهاد التشغيل .

٢- معامل الأمان دقيق حيث يمكن تحديد متى سينهار العنصر .

٣ - يمكن تغيير قيمة معامل الأمان لكل حمل حسب حالة التحميل ونوعية التحميل .

وهي تطوير للنظريتين السابقتين : -

حيث : تم وضع طريقة بحيث يشمل معامل الأمان كل من الأحمال و المواد سوياً. و كان ذلك نتيجة تطور صناعة و تكنولوجيا الخرسانة و لزيادة الثقة في كل من الخرسانة والحديد ، وسوف نركز هنا على النظرية الثالثة و هي نظرية التصميم بطريقة حالات الحدود .

### التصميم بطريقة حالات الحدود : *Limit State Design Method*

تعريف: هي طريقة استحدثت لتصميم العناصر الإنشائية الخرسانية لمحاولة إقلال معاملات الأمان التي يتم اعتبارها في طريقة التصميم بطريقة إجهاد التشغيل .

كلمة حدود تعني ثلاثة حدود يجب عدم تجاوزها وهي : -

- ١ - الحد الذي يضمن عدم حدوث انهيار نتيجة اهترابه من حد المقاومة القصوى Ultimate Strength - 1
- ٢ - الحد الذي يضمن عدم حدوث انهيار قد ينتج من عدم الاتزان Unstability و ذلك نتيجة انزلاق Sliding أو دفع لأعلي Uplift أو انقلاب Overtuning أو انبعاج Buckling أو ( تعويم أو طفو ) Flooting .

٣ - الحد الذي يضمن عدم حدوث تجاوز لحدود التشغيل .

3 - Serviceability Conditions - ( Deflection & Cracks ) .

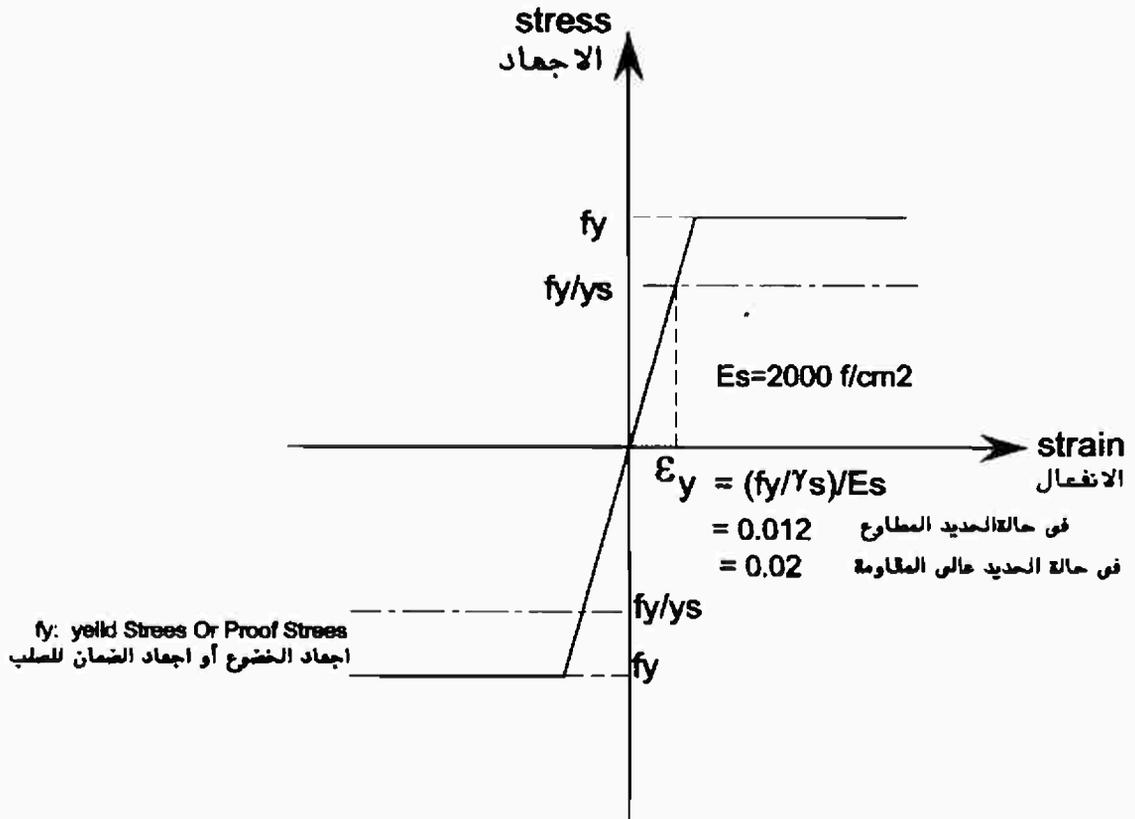
- ويمكن تمثيل هذه الحدود الثلاثة بأضلاع مثلث يجب عدم تخطيها ، ( شكل ٣ ) .

### فكرة التصميم : -

عند التصميم بطريقة حالات الحدود (حد المقاومة القصوى) والذي يبني علي المقاومة القصوى للخرسانة والحديد فإنه ليس من الطبيعي أن نقوم بتصميم أي عنصر من عناصر المبنى بحيث يحدث له انهيار عند تعرضه لأحمال التشغيل (وهي الأحمال المنتظر حدوثها بالفعل على المنشأ) ولذلك فإنه يجب في هذه الحالة افتراض أحمال قصوى أكبر من أحمال التشغيل ، و هذه الأحمال هي التي نصمم العنصر علي أساسها ونعتبر أن العنصر سينهار عندها و بالتالي فإذا تعرض العنصر لأحمال التشغيل فقط وهي أقل لن يحدث له انهيار حيث تكون الاجهادات الحادثة أقل من قدرته علي التحمل .



شكل (٣)



شكل (٤)

المنحنى الاعتباري التصميمي للاجهاد والانفعال لصلب التسليح

قيم الأحمال القصوى للتصميم بنظرية حالات الحدود ( الكود المصري ) :

١ - في الحالات العادية :

$$U=1.4D + 1.6L \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

Ultimate Load حيث U = الحمل الأقصى التصميمي

Dead Loads D = الأحمال الدائمة

Live Loads L = الأحمال الحية

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

$$U=1.5(D + L) \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

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

$$U=1.4D + 1.6(E+L) \quad \dots\dots\dots (3-3)$$

E= Lateral Loads حيث :

وبشرط ألا تقل قيمة U عن القيمة المعطاة بالمعادلة (١-٣)

أما في حالة الضغوط الجانبية للسوائل المحصورة داخل عناصر محددة الأبعاد مثل الخزانات  
فتستبدل القيمة 1.6E في المعادلات (٣-٣)، (٧-٣) بالقيمة (1.4E) .

٤ - في حالة وجود أحمال ناشئة عن ضغط الرياح (W) يكون الحمل الأقصى :

$$U=0.8 (1.4D + 1.6L + 1.6W) \quad \dots\dots\dots (3-4)$$

٥ - في حالة وجود أحمال ناشئة عن زلازل (S) تهمل أحمال الرياح، و يؤخذ الحمل الأقصى:

$$U=0.8 (1.4D + 1.6L + 1.6S) \quad \dots\dots\dots (3-5)$$

وبشروط ألا تقل قيمة U عن القيمة المعطاه بالمعادلة (٤-٣)

٦ - في حالة ما إذا كانت الأحمال الدائمة تزيد من ثبات المنشأ أو تقلل من إجهاداته الداخلية،  
تستبدل الأحمال القصوى في البنود (١، ٣، ٤، ٥) السابقة بما يلي على التوالي:

$$U=0.9 D + 1.6 L \quad \dots\dots\dots (3-6)$$

$$U=0.9 D + 1.6 E \quad \dots\dots\dots (3-7)$$

$$U=0.9 D + 1.3 W \quad \dots\dots\dots (3-8)$$

$$U=0.9 D + 1.3 S \quad \dots\dots\dots (3-9)$$

٧ - عند حساب تأثير تغييرات درجة الحرارة و فروق الهبوط و الزحف و الانكماش ( T )  
يؤخذ الحمل الأقصى كما يلي :

$$U=0.8 (1.4D + 1.6L + 1.4T) \dots\dots\dots (3-10)$$

بشرط ألا يقل عن :

$$U=1.4 (D + T ) \dots\dots\dots (3-11)$$

٨ - يمكن أن تعامل الأحمال الديناميكية ( K ) على أساس حمل إستاتيكي إضافي مكافئ و يؤخذ  
الحمل الأقصى كما يلي : -

$$U=1.4 D + 1.6 L + 1.6 K \dots\dots\dots (3-12)$$

نظراً لأن الخرسانة مادة غير متجانسة و لا نستطيع أن نجزم أن مقاومة المكعبات هو رقم ثابت يمثل كل أجزاء المنشأ وان الحديد المستخدم هو بالضبط الذي تم التصميم علي أساسه و كذلك احتمال وجود خطأ و لو ضئيل في أبعاد القطاعات كتصميم أو تنفيذ أو عدم تمركز الأحمال أو ربما هناك أخطاء في تقريب العمليات الحسابية أثناء التصميم .  
كل ذلك يدعو إلى ضرورة تخفيض المقاومة كمعامل أمان في كل من الخرسانة و الحديد.  
ونظراً لأن درجة الثقة في هاتين المادتين ليست واحدة (الثقة في الحديد أكبر) فقد تم وضع معامل تخفيض .

$$\gamma_c = 1.5 \rightarrow (3.15 - a) \quad \text{للخرسانة}$$

$$\gamma_s = 1.15 \rightarrow (3.15 - b) \quad \text{و للحديد}$$

- وتصبح قيم  $\gamma_c, \gamma_s$  كما هو موضح في الحالات الآتية :-

$N_{(ten)}$

$M, N_{(ten)}$

$M$  only

$Q, M_t$

$N-(comp)$

$Q$ -only

كل هذه الحالات

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

أما في حالة ما إذا كان القطاع معرضاً لعزوم وقوي ضغط

$M, N_{comp}$

$$\gamma_c = 1.75 - 0.5 \left( \frac{e}{t} \right) \geq 1.5 \rightarrow (3-16-a)$$

$$\gamma_s = 1.6 - 0.43 \left( \frac{e}{t} \right) \geq 1.15 \rightarrow (3-16-b)$$

حيث تزداد قيم  $\gamma$  كلما زادت نسبة اللامركزية ( e ) ، حيث t = عمق القطاع .

Where

$$\frac{e}{t} \geq 0.05$$

وقد سمح الكود في حالة ضمان حدود التشغيل

$$\gamma_c = \gamma_s = 1.00$$

(Deflection, Deformations & Cracking) بأنه يمكن اعتباره:

## الفروض الأساسية و الاعتبارات العلمية لنظرية حالات الحدود :-

يجب أن يفى حد المقاومة القصوى للقطاعات المعرضة إلى عزوم انحناء بسيطة أو إلى عزوم انحناء مع قوى محورية بشرط الاتزان Equilibrium Conditions و شروط توافق الانفعالات Compatibility Of Strains بالإضافة إلى الفروض و الاعتبارات العامة التالية :-

١ - توزع الانفعالات على القطاع توزيعاً خطياً و بالتالي تعتبر الانفعالات فى الصلب و الخرسانة متناسبة مع بعدها عن محور الخمول و ذلك فى كل العناصر عدا الكمرات العميقة فيكون توزيع الانفعالات لا خطياً .

٢ - تؤخذ العلاقة بين الإجهاد و الانفعال للصلب طبقاً للمنحنى الاعتباري Idealized Curve شكل رقم ( ٤ ) مع مراعاة حدود إجهاد الخضوع وما يناظرها من حدود التشرخ ( بند ٤ - ٣ - ٢ ) .

٣ - ١ : تؤخذ قيم  $(f_y)$  بما لا يزيد على ٤٠٠٠ كجم/سم<sup>٢</sup> للصلب ذي النتوات المطابقة للمواصفات القياسية المصرية .

٣ - ٢ : إذا ثبت بالاختبارات أن إجهاد الخضوع  $(f_y)$  لأسياخ الصلب الأملس تزيد على ٢٤٠٠ كجم/سم<sup>٢</sup> فيمكن اعتبار هذه القيمة الأكبر بحد أقصى ٢٨٠٠ كجم/سم<sup>٢</sup> .

٤ - يجب استيفاء شروط حد التشرخ عند تحديد قيم الاجهادات التصميمية للصلب المستخدم و ذلك كما هو وارد فى البند الخاص بحد التشرخ (٤-٣-٢) بالكود المصري .

٥ - تهمل مقاومة الخرسانة فى الشد و يقاوم الصلب كافة اجهادات الشد عند حساب حد المقاومة للقصوى .

٦ - يؤخذ توزيع الاجهادات فى منطقة الضغط من المقطع الخرساني حسب منحنى الإجهاد والانفعال المبنى على تجارب عملية قياسية. و يمكن أن يؤخذ المنحنى المذكور مطابقاً للمنحنى الاعتباري Idealized Curve الموضح فى شكل رقم ( ٥ ) .

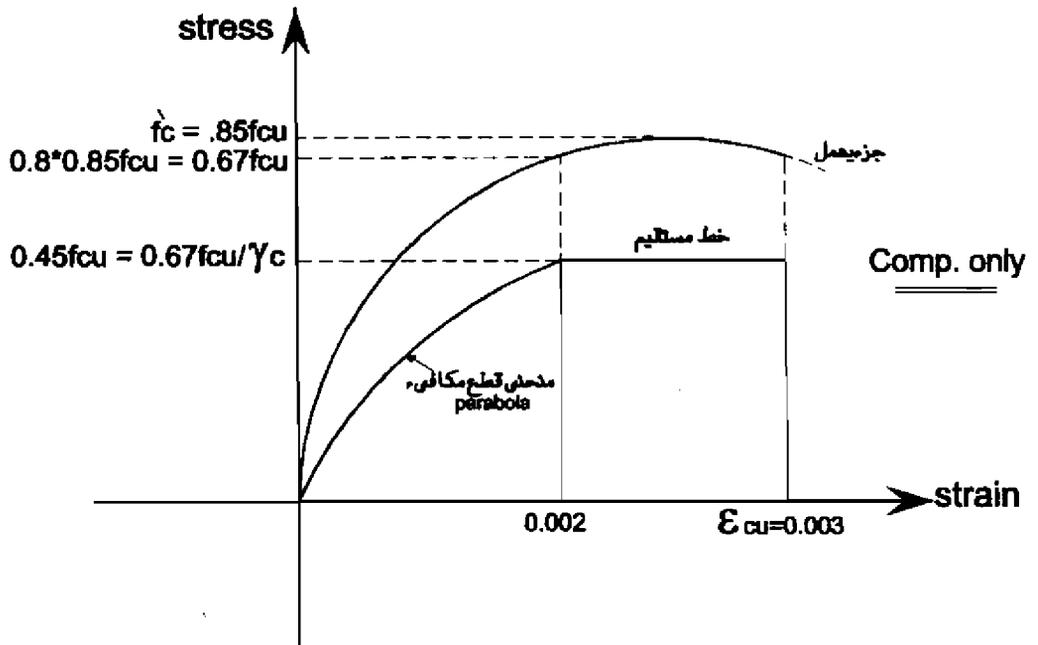
٧ - يؤخذ الانفعال الأقصى للانضغاط فى القطاعات الخرسانية مساوياً  $\epsilon_{cu} = 0.003$  للعناصر المعرضة لعزم انحناء أو الانحناء المصحوب بقوى محورية تجعل جزءاً من القطاع معرضاً للشد، بينما تؤخذ  $\epsilon_{cu} = 0.002$  فى القطاعات المعرضة لقوى ضغط محورية عند مركز لدونة المقطع، Plastic Center حيث مركز لدونة القطاع هو النقطة التي إذا أثرت عندها قوى الضغط القصوى ينتج عنها إنضغاطاً منتظماً فى القطاع .

٨ - بناءً على الفرضيين السادس و السابع يكون توزيع اجهادات الضغط القصوى على المقطع كما هو موضح فى شكل ( ٦ ) .

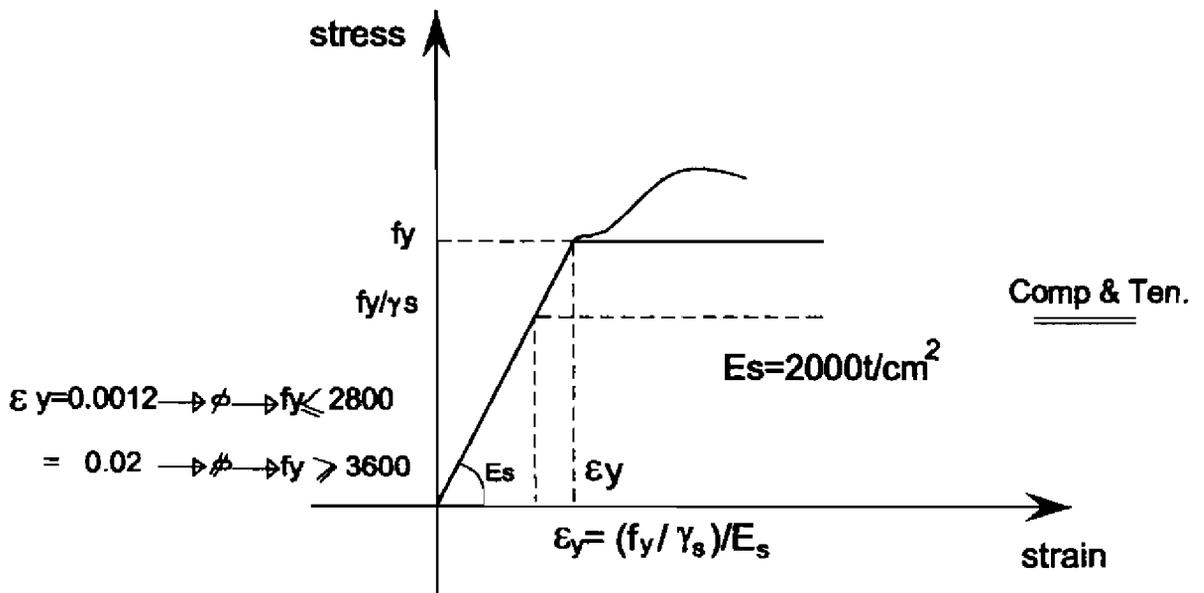
٩ - يمكن اعتبار متطلبات الفروض ( ٧،٦ ) السابقة مستوفاة فى القطاعات المستطيلة و القطاعات التى على شكل (T) و القطاعات على شكل شبه منحرف، كما هو موضح فى شكل ( ٧ ) و ذلك بفرض اجهاد ضغط الخرسانة موزعاً بالتساوي على منطقة مكافئه ومحددة بحالة الألياف المعرضة لأقصى انفعال فى منطقة الضغط و بخط موازٍ لمحور الخمول ( التعادل ) و يبعد مسافة  $a=0.8c$  من هذه الحافة، حيث المسافة  $c$  هى بعد محور الخمول عن الحافة الأكثر إنضغاطاً ، و تكون قيم إجهاد الضغط المنتظم مسلوياً  $0.67f_{cu}/\gamma_c$  و يطلق على هذا التوزيع للإجهادات المستطيل المكافئ لإجهادات الضغط Equivalent Rectangular Stress Block .

١٠ - بالنسبة للقطاعات المستديرة و كذلك القطاعات الأخرى غير المذكورة فى الفقرة السابقة توزع الاجهادات القصوى فى القطاع طبقاً لتوزيع الاجهادات القصوى المبينة فى شكل(٦) و كتوزيع مرادف يمكن استنتاج عمق للمستطيل المكافئ لمثل هذه الحالات التى يستوفى فيها شروط أن تتساوى مساحة المستطيل المكافئ و مساحة الاجهادات القصوى على أن ينطبق مركزاً مساحتيهما .

١١ - فى حالة القطاعات المعرضة إلى عزوم مزدوجة Biaxial Bending و كذلك القطاعات المعرضة إلى عزوم مزدوجة مصحوبة بقوة محورية فإنه يتم توزيع الاجهادات القصوى فى القطاع طبقاً لتوزيع الاجهادات القصوى المبينة فى شكل ( ٦ ) و كتوزيع مرادف يمكن استنتاج عمق المستطيل المكافئ طبقاً لما هو مبين فى الفقرة (١٠) السابقة .

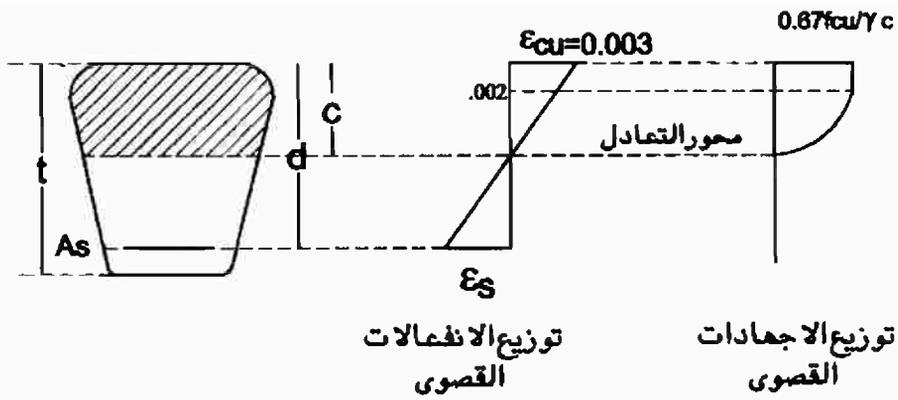


منحنى الاجهاد - الانفعال الاعتيادى للخرسانة

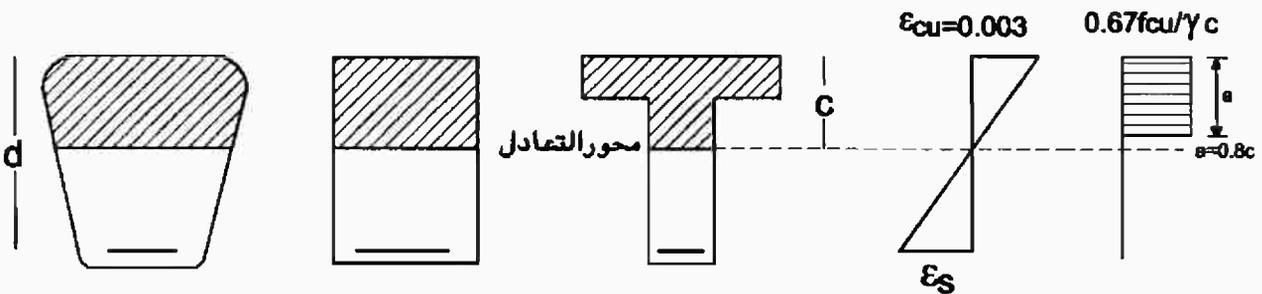


منحنى الاجهاد - الانفعال الاعتيادى لصلب التسليح

شكل (٥)



شكل (٦)  
توزيع الانفعالات والاجهادات القصوى



شكل (٧)  
المستطيل المكافئ لتوزيع اجهادات الضغط للخرسانة  
Equivalent Rectangular Stress block

## ٢ - ٤ : أنواع القطاعات :-

يمكن تقسيم القطاعات الخرسانية إلى عدة أنواع :

٢ - ٤ - ١ : قطاعات ذات شكل مستطيل وتحتاج لتسليح في منطقة الشد فقط وهي ما تسمى بالقطاعات المستطيلة ذات التسليح المفرد Rectangle Single reinforced

section .

٢ - ٤ - ٢ : قطاعات ذات شكل مستطيل ولكن قيم العزوم عليها كبيرة مما يجعلنا نضطر إلى تسليحها في كلا الاتجاهين ( الشد والضغط ) وتسمى القطاعات المستطيلة ذات

التسليح المزدوج Rectangle double reinforced section .

٢ - ٤ - ٣ : قطاعات على شكل ( T ) حيث يتم اعتبار جزء من بلاطة السقف كمكون أساسي للقطاع ملتصقاً من الجزء الرأسي ليكوناً معاً قطعاً على شكل ( T ) ويتم تسليح في ناحية الشد فقط ( أسفل الجزء الرأسي ) ، وأحياناً يكون هذا القطاع على شكل

حرف ( L ) ، ونبدأ في دراسة النوع الأول :-

## ٢ - ٥ : تصميم القطاعات بالمبادئ الأولية :-

٢ - ٥ - ١ : القطاعات المستطيلة و المعرضة لعزوم انحناء فقط و ذات تسليح مفرد في منطقة الشد فقط .

### Rectangular Sec. With Single Rft:-

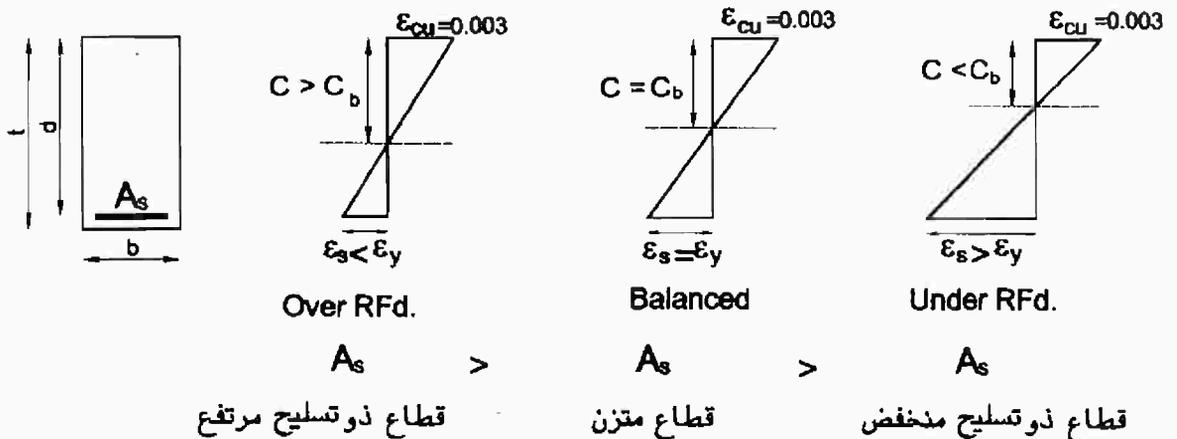
#### مقدمة :

يمكن تصنيف ثلاث حالات شهيرة لهذا النوع من القطاعات كما هو موضح بشكل ( ٨ ) :

١ - قطاع ذو تسليح منخفض . Under Reinforced Section .

٢ - قطاع ذو تسليح متزن . Balanced Section .

٣ - قطاع ذو تسليح مرتفع . Over Reinforced Section .



شكل (٨) حالات القطاع المستطيل أحادي التسليح

لاحظ :

- طبقاً للفروض الأساسية فإن انفعال الخرسانة = 0.003 و هو قيمة ثابتة.
  - الانفعال نو توزيع خطى و بالتالي فإن قيمة  $\epsilon_s$  تتناسب مع بعدها عن محور التعادل .
- وبتأمل الأشكال الثلاثة السابقة يمكن فهم أن الحالة الوسطي ( حالة الاتزان ) تمثل حالة نادرة حيث يتم إمداد القطاع بخرسانة وحديد يحدث لهما انهيار في آن واحد .
- في حين أن الانفعال عند الحديد لو قلت قيمته عن  $\epsilon_y$  فإن قيمة  $A_s$  تصبح غير متناسبة مع قيمة هذا الانفعال بل أكبر من اللازم حيث إن الانفعال وبالتالي الإجهاد ضئيلاً والتسليح كبيراً وهو ما نسميه بحالة التسليح الأعلى ( Over Rfd ) .
- وإذا انعكست الحالة فأصبح الانفعال كبيراً وما زال الحديد كما هو قيمته صغيرة لا تتناسب مع قيمة الانفعال تصبح الحالة حالة تسليح منخفضة ( Under reinforced ) .

لاحظ :

$$\left\{ \begin{array}{l} C > C_b \\ \epsilon_c = \epsilon_{cu} \\ \epsilon_s < \epsilon_y \\ f_s < f_y / \gamma_s \end{array} \right\} \quad \bullet \text{ في حالة Over تكون}$$

وبالتالي يحدث انهيار مفاجئ في الخرسانة

$$\left\{ \begin{array}{l} C = C_b \\ \epsilon_c = \epsilon_{cu} \\ \epsilon_s = \epsilon_y \\ f_s = f_y / \gamma_s \end{array} \right\} \quad \bullet \text{ في حالة Balanced تكون}$$

وبالتالي يحدث أيضاً انهيار مفاجئ في الخرسانة في نفس الوقت الذي يخضع فيه حديد التسليح .

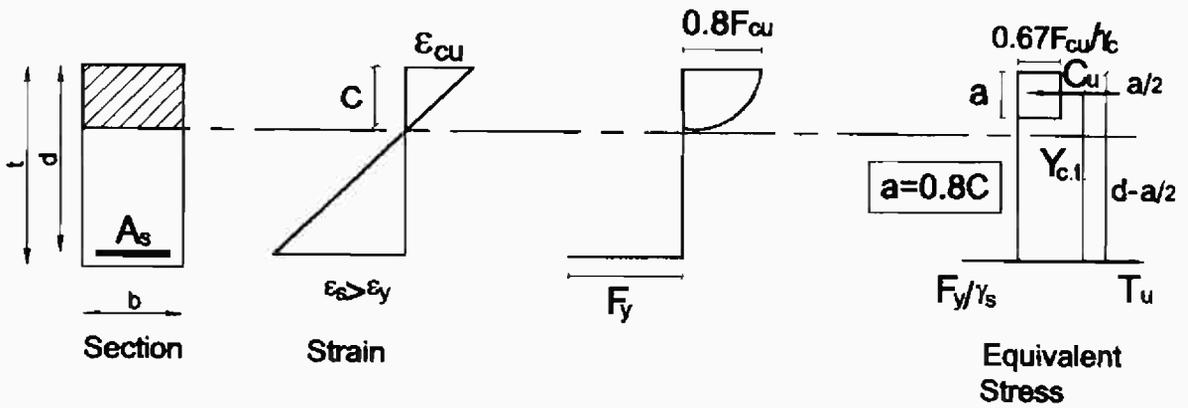
$$\left\{ \begin{array}{l} C < C_b \\ \epsilon_c = \epsilon_{cu} \\ \epsilon_s > \epsilon_y \\ f_s > f_y / \gamma_s \end{array} \right\} \quad \bullet \text{ في حالة Under تكون}$$

حيث يصل الإجهاد في الحديد إلى قيمة أكبر من حد الخضوع قبل وصول الخرسانة إلى حد الانهيار و بالتالي يكون هناك فرصة أكبر لوجود تحذيرات كافية قبل الانهيار Ample Warning

**لاحظ :-**

مما سبق يتضح أنه من المفضل أن يكون التصميم ذا نسبة تسليح قليلة حتى يعطى تحذيرات كافية قبل الانهيار أي أن الحالة المثلى هي ( Under Reinforced ) .

والآن دعنا نقوم بتحليل إنشائي بسيط لقطاع مستطيل ذي تسليح مفرد Single حيث يبين شكل ( ٩ ) المتغيرات الأساسية في هذا التحليل حيث يظهر توزيع الإجهادات المكافئة ويظهر بها القوي الفاعلة على القطاع الخرساني ومواقع تأثير هذه القوي .



شكل رقم ( ٩ ) القطاع المستطيل أحادي التسليح

$$T_u = C_u$$

$$M_u = T_u \cdot Y_{c,T} = C_u \cdot Y_{c,T}$$

$$T_u = A_s \cdot f_y / \gamma_s$$

$$C_u = \frac{0.67 f_{cu}}{\gamma_c} \cdot a \cdot b$$

$$Y_{c,T} = d - \frac{a}{2}$$

يمكن أن يكون المطلوب على أحد صورتين :

Case 1:- قطاع معطى ومطلوب معرفة قيمة العزم الذي يتحمله

Known  $b, d, A_s, f_{cy}, f_y$

Req.  $M_u$

Solution :

$$\begin{aligned} T_u &= A_s \cdot f_y / \gamma_s = \\ T_u &= C_u \\ &= \frac{0.67 f_{cy}}{\gamma_c} \cdot b \cdot a \rightarrow \text{get } a \end{aligned}$$

$$\therefore Y_{CT} = d - \frac{a}{2} =$$

$$\therefore M_u = T_u \cdot Y_{CT} =$$

OR

$$\begin{aligned} M_u &= C_u \cdot Y_{CT} \\ &= \frac{0.67 f_{cy}}{\gamma_c} \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \end{aligned}$$

Let

لاحظ

$$\frac{a}{d} = x \rightarrow a = xd$$

$$\therefore M_u = C_u \cdot Y_{CT}$$

If

$$\begin{aligned} &= \frac{0.67 f_{cy}}{\gamma_c} \cdot a \cdot b \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= \frac{0.67 f_{cy}}{\gamma_c} \cdot xd \cdot b \left( d - \frac{xd}{2} \right) \\ &= \frac{0.67 f_{cy}}{\gamma_c} \cdot x \cdot b \left( 1 - \frac{x}{2} \right) d^2 \end{aligned}$$

$$M_u = R \left[ \frac{f_{cy}}{\gamma_c} \cdot b \cdot d^2 \right]$$

ولكي نحصل على قطاع Under Rf لابد أن تكون  $\mu = \frac{A_s}{b \cdot d}$  أقل من  $\mu_b$  ولقد أخذ الكود

معامل أمان بهذا الخصوص = 0.67

$$\mu_{max} \cong 0.67 \mu_b$$

ويمكن الحصول على أقصى عزم يمكن أن يتحمله القطاع إذا استخدمنا  $R_{max}$  والتي تعتمد على

$A_s$  وعليه يكون :

$$M_{u_{max}} = R_{max} \left[ \frac{f_{cy}}{\gamma_c} \cdot b \cdot d^2 \right] \rightarrow \text{معادلة 1-1 ص 52 كود 1999}$$

حيث أقصى عزم يتحمله القطاع =  $M_{u,max}$   
 معامل الحد الأقصى لمقاومة العزوم =  $R_{max}$   
 لاحظ ما يأتي :

$$M_u = \frac{0.67 f_{ck}}{\gamma_c} a b \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= \frac{0.67 f_{ck}}{\gamma_c} (0.8c) b \left( d - \frac{0.8c}{2} \right)$$

$$= f_{ck} b d^2 \left( \frac{0.8 * 0.67}{\gamma_c} \left( \frac{c}{d} \right) \left( 1 - 0.4 \frac{c}{d} \right) \right) = f_{ck} b d [R]^2$$

$$\therefore R = 0.357 \left( \frac{c}{d} \right) \left( 1 - 0.4 \frac{c}{d} \right)$$

Case 2 : قطاع معلوم عزمه ومطلوب تصميمه -

Known  $f_{ck}, f_y, M_u, b$

Req.  $A_s, d$

Solution

$$\left. \begin{aligned} T_u &= A_s f_y / \gamma_s \\ C_u &= \frac{0.67 f_{ck} a b}{\gamma_c} \end{aligned} \right\} \longrightarrow (1)$$

$$M_u = \frac{0.67 f_{ck} a b}{\gamma_c} \left( d - \frac{a}{2} \right) \longrightarrow (2)$$

ثلاثة مجاهيل ( $A_s, a, d$ ) في معادلتين :

$$T_u = C_u \quad M_u = T_u Y_{CT}$$

يمكن التفكير في طريقتين للحل :-

(1)  
 Assume d  
 From Eq<sup>n</sup>1 get  $A_s$   
 From Eq<sup>n</sup>2 get a  
 Check  $\mu = \frac{A_s}{bd} \leq \mu_{max}$   
 If  $\mu > \mu_{max}$   
 Increase d and redesign

(2)  
 Assume  $\mu = \text{رقم} \leq \mu_{max}$   
 $A_s = \mu \cdot b \cdot d \longrightarrow (3)$   
 ثلاث معادلات في ثلاثة مجاهيل  
 Solve and get  
 A, d,  $A_s$



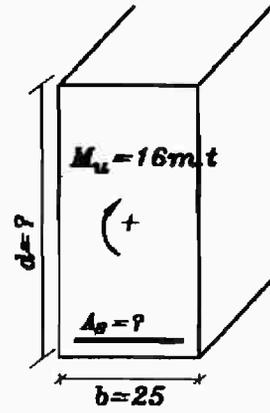


**Example : 2**

Given :  $M_u = 16 \text{ m.t}$   
 $f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$   
 $b = 25 \text{ cm}$

Required:  $A_s, d$

**Solution:**



Assume  $d = 55 \text{ cm}$ .

$$M_U = \frac{0.67 f_{cu}}{\gamma_c} \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \longrightarrow (1)$$

$$T_U = C_U$$

$$\frac{A_s f_y}{\gamma_s} = \frac{0.67 f_{cu}}{\gamma_c} \cdot a \cdot b \longrightarrow (2)$$

Put  $d = 55 \text{ cm}$  in Eq ( 1 )

$$16 \times 10^5 = \frac{0.67 (250)}{1.5} (25) (55 - a/2) a$$

$$a^2 - 110 a + 1146.268657 = 0$$

$$a = 98.3443 \text{ cm} \quad \text{or} \quad a = 11.6557 \text{ cm}$$

Take  $a = 11.6557 \text{ cm}$        $a/d = 0.2119 > 0.1 \text{ OK}$

by subs. In Eq ( 2 )

$$\frac{A_s (2400)}{1.15} = \frac{0.67 (250)}{1.5} (11.6557) (25)$$

$$A_s \approx 15.6 \text{ cm}^2$$

**Check**

$$\mu = \frac{A_s}{bd} = \frac{15.6}{25(55)} = 0.011339$$

$$\mu_{max} = 8.56 \times 10^{-5} \times 250 = 0.0214 \quad \text{table ( 4 - 1 ) E.C.}$$

$$\mu < \mu_{max}$$

$$\mu_{min} = 11/f_y = 0.00458$$

$$\mu_{min} < \mu < \mu_{max} \text{ OK}$$

$$0.25/100 \times 25 \times 60 = 3.75 < A_s \text{ OK}$$

$$1 - j - 2 - 1 - 2 - 4 \text{ 4}$$

**Another Solution:**

$$T_U = C_U$$

$$\frac{A_s f_y}{\gamma_s} = \frac{0.67 f_{CU}}{\gamma_c} \quad .a.b$$

Assume  $\mu \leq \mu_{max}$

$$A_s = \mu b d$$

$$\frac{\mu b d f_y}{\gamma_s} = \frac{0.67 f_{CU}}{\gamma_c} \quad .a.b$$

$$a = \left[ \frac{\frac{\mu f_y}{\gamma_s}}{\frac{0.67 f_{CU}}{\gamma_c}} \right] d$$

$$a = 0.242959 d \longrightarrow (1)$$

$$M_U = \frac{0.67 f_{CU}}{\gamma_c} a b (d - a/2)$$

$$16 \times 10^5 = \frac{0.67 \times 250}{1.5} (25) (d - a/2) a$$

$$1146.268657 = (2d - a) a$$

From (1)

$$1146.268657 = (2d - 0.242959 d)(0.242959 d)$$

$$1146.268657 = 0.426889 d^2$$

$$d = 51.8 \approx 55 \text{ cm}$$

**Check**

$$a = 12.6 \text{ cm}$$

$$a/d = 0.23 > 0.1 \text{ OK.}$$

$$c/d = 0.286 < 0.5 \text{ OK.}$$

$$A_s = \mu b d$$

$$= 0.013 (25) (51.8)$$

$$= 16.835 \text{ cm}^2$$

$$A_s \approx 17 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{max} = 8.56 \times 10^{-5} f_{CU}$$

$$\mu_{max} = 0.0214$$

$$\mu_{min} = 11/f_y$$

$$\mu_{min} = 0.004983$$

$$\text{Assume } \mu = 0.013$$

٢ - ٥ - ٢ : تصميم القطاعات المستطيلة المعرضة لعزوم انحناء ذات تسليح مزدوج :

**Double Reinforced Section:**

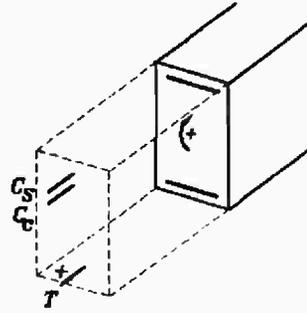
في بعض الأحيان يكون العزم المؤثر على القطاع الخرساني ذا قيمة أكبر من القيمة القصوى التي يمكن أن يتحملها القطاع باعتباره ذا تسليح مفرد ، لذا يتم في هذه الحالة إضافة كمية تسليح جديدة -  $A_s'$  في كلا الناحيتين العليا والسفلى في القطاع ( للمحافظة علي اتزان القطاع ) بحيث يمكن لهذا الجزء الإضافي من التسليح مقاومة فرق العزوم الحادثة .  
أي أن :

$$\Delta M = M_u - M_{u, \max}$$

$$T_U = A_s f_y / \gamma_s$$

$$C_U = \frac{0.67 f_{cu}}{\gamma_c} a \cdot b$$

$$C_s = A_s' f_y / \gamma_s$$



$$T_U = C_U + C_s \longrightarrow (1) \quad (A_s, A_s', a)$$

$$M_U = C_U \cdot Y_{C.T.} + C_s Y_{S.T.} \longrightarrow (2) \quad (a, d, A_s')$$

$$\alpha = A_s' / A_s \longrightarrow (3) \quad (\alpha, A_s, A_s')$$

$$M_U = M_{u, \max} + \Delta M$$

$$M_U = R_{\max} \left[ \frac{f_{cu}}{\gamma_c} b d^2 \right] + A_s' \frac{f_y}{\gamma_s} (d - d')$$

Get  $A_s'$   
 $A_s = A_{s, \max} + A_s'$

Where  $R_{\max}$  From  $\longrightarrow$  table (4-1) E.C.

$A_{s, \max}$  Calculate  $\longrightarrow$  table (4-1) E.C.

$$T_U = C_c + C_s \quad \text{From}$$

**Where :**

$$C_c = \frac{0.67 f_{cu} \cdot a \cdot b}{\gamma_c}$$

$$C_s = A_s' \frac{f_y}{\gamma_s}$$

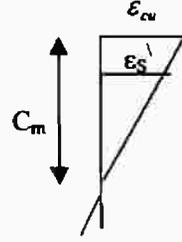
$$T_U = A_s \frac{f_y}{\gamma_s}$$

$$A_s \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{0.67 f_{cu}}{\gamma_c} a_{\max} \cdot b + A_s' \frac{f_y}{\gamma_s}$$

يجب التحقق مما يأتي :

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{C-d'}{C} \right) \geq \epsilon_y$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y E_s}{\gamma_s E_s} = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$



If not

$$\frac{f_y}{\gamma_s} \longrightarrow f_s' = \epsilon_s' E_s$$

ويمكن التغاضي عن تحقق توفر هذا الشرط إذا توفرت الشروط الآتية :-

$$\text{if } \frac{d'}{d} \leq 0.2 \longrightarrow \text{Mild Steel}$$

$$\frac{d'}{d} \leq 0.15 \longrightarrow \text{H.G. Steel 36/52}$$

$$\frac{d'}{d} \leq 0.1 \longrightarrow \text{Steel 40/60}$$

بند ١-٢-٤-١-٢-٤-١-٤-١-٢-٤

Then  $\epsilon_s' \geq \epsilon_y$

$S \leq \emptyset_{\text{compression}}$  (S= spacing Between stirrups)

و ذلك لضمان عدم انبعاج الأسياخ المضغوطة .

بند ٢-٤-١-٢-٤-١-٢-٤-١-٢-٤

$$\mu' = \frac{A_s'}{bd} \leq 0.4 \% \longrightarrow 1$$

بند ٤-١-٢-٤-١-٢-٤-١-٢-٤

Min. Compression R.F.T  $\geq 10 \%$  tension R.F.T.  $\longrightarrow 2$

لأن الصلب المضغوط يساعد على الحد من تزايد الترخيم على المدى الطويل ( Long term deflection ) ، يلاحظ أنه إذا تعارض الشرطان ١ ، ٢ نأخذ بالشرط ٢ .

بند ٥-١-٢-٤-١-٢-٤-١-٢-٤

If  $A_s$  is known

$$A_{s_{\text{max}}} (\text{ for single } ) = A_s - A_s'$$

$$\mu_{\text{max}} = \frac{A_{s_{\text{max}}}}{bd}$$

حلول ١-٤

### Example 3

Given :  $M_U = 40$  t.m.

$b = 25$  cm.

$t = 65$  cm.  $\longrightarrow$   $d = 60$  cm

$f_{CU} = 250$  kg / cm<sup>2</sup>

$f_Y = 3600$  kg / cm<sup>2</sup>

Required :  $A_S, A_S'$

### Solution :

$$M_U = C_U Y_{C.T.}$$

$$M_U = \frac{0.67 f_{CU}}{\gamma_c} a \cdot b \cdot (d - a/2)$$

$$40 \times 10^5 = \frac{0.67 f_{CU}}{\gamma_c} (25) (60 - a/2) a$$

$$a^2 - 120 a + 2865.671642 = 0$$

$$a = 87.098 \text{ cm}$$

$$\text{or } a = 32.9 \text{ cm}$$

$$\underline{a = 32.9 \text{ cm}} \longrightarrow C = a/0.8 = 41.125 \text{ cm}$$

$$c/d = 41.125/60 = 0.68 > C_{max}/d \quad \text{table (4-1)} \quad \text{E.C.}$$

### Use The Double reinforced Section

$$M_{U_{max}} = R_{max} \left( \frac{f_{CU}}{\gamma_c} b d^2 \right) = 0.194 \left( \frac{250}{1.5} (25) (60)^2 \right)$$

$$\underline{M_{U_{max}} = 29.1 \text{ t.m.}}$$

$$\Delta M = M_U - M_{U_{max}} = 40 - 29.1 = 10.9 \text{ m.t.}$$

$$\Delta M = A_S' \frac{f_Y}{\gamma_s} (d - d')$$

$$10.9 \times 10^5 = A_S' \frac{3600}{1.15} (60 - 5)$$

$$A_{S_{max}} = \mu_{max} b d$$

$$= 5 \times 10^{-3} \times 250 \times 25 \times 60$$

$$A_{S_{max}} = 18.75 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_S' = 6.33 \text{ cm}^2}$$

$$A_S = A_S' + A_{S_{max}}$$

$$\underline{A_S = 25.08 \text{ cm}^2}$$

### Check:

$$A_S' / A_S = 25.2 \% > 10 \% \text{ Ok.}$$

$$\mu' = A_S' / b d = 0.422 \% > 0.4 \% \quad (\text{و لكن شرط ١ تحقق})$$

**Check**

$$\frac{0.003}{C_{\max}}$$

$$\frac{\epsilon_s'}{C_{\max}-d'}$$

$$\epsilon_s' = 0.003$$

$$\frac{C_{\max}-d'}{C_{\max}}$$

$$= 0.003$$

$$\frac{26.4-5}{26.4}$$

$$\epsilon_s' = 0.00243$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y / \gamma_s}{E_s} = \frac{3600 / 1.15}{2 \times 10^6} = 0.00156$$

$$\epsilon_s' > \epsilon_y \text{ OK}$$

$$\text{take } f_s' = f_y$$

**Example 4:**

Given :  $M_U = 30 \text{ t.m.}$   
 $f_{CU} = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_Y = 2400 \text{ kg/cm}^2$   
 $d = 55 \text{ cm.}$   
 $b = 25 \text{ cm.}$

Required:  $A_S$ ,  $A_S'$

**Solution**

$$\begin{aligned} M_{U_{\max}} &= R_{\max} \left( \frac{f_{CU}}{\gamma_C} b d^2 \right) \\ &= 0.214 \left( \frac{250}{1.5} (25) (55)^2 \right) \end{aligned}$$

$$M_{U_{\max}} = 26.9729 \text{ t.m.} < M_U \rightarrow \text{A double reinforced section.}$$

↓  
For single reinforced section

$$\Delta M = M_U - M_{U_{\max}} = 30 - 26.97 = 3.027 \text{ x } 3.027 \text{ m.t.}$$

$$\Delta M = A_S' \frac{f_Y}{\gamma_S} (d - d')$$

$$3.027 \times 10^5 = A_S' 2400/1.15 (55 - 5)$$

$$A_S' = 2.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\max}} = \mu_{\max} b d = 8.56 \times 10^{-5} \times 250 \times 25 \times 55$$

$$A_{S_{\max}} = 29.425 \text{ cm}^2$$

$$A_S = A_{S_{\max}} + A_S'$$

$$A_S = 32.325 \text{ cm}^2$$

$$A_S'/A_S = 8.972 \% < 10 \%$$

$$A_S'/b d = 0.21 \% < 0.4 \% \quad (O.K)$$

**Check:**

$$\frac{0.003}{C_{\max}} = \frac{\epsilon_s'}{C_{\max}-d'}$$
$$\epsilon_s' = 0.003 \frac{C_{\max}-d'}{C_{\max}}$$
$$= 0.003 \frac{27.5-5}{27.5}$$
$$\epsilon_s' = 0.00245$$
$$\epsilon_y = \frac{f_y/\gamma_s}{E_s} = \frac{2400/1.15}{2 \times 10^6} = 0.00104$$

$\epsilon_s' > \epsilon_y$  OK

Take  $f_s' = f_y$

٢ - ٥ - ٣ : قطاعات علي شكل ( T ) :

مقدمة :

تلتحم القطاعات المستطيلة غالباً مع بلاطات الأسقف وتصب معها في آن واحد monolithically ويعمل كجزء واحد ، ويساعد علي ذلك وجود الكانات التي تتواجد في كلا الجزأين ووجود التسليح المكسح الذي يأتي من أسفل القطاع المستطيل إلي أعلى الجزء الأفقي للبلاطات فيزيد من التحام الجزأين ويجعل جزء البلاطة يعمل كجسم واحد مع الجزء الرأسي لقطاع الكمرة .

تحليل القطاع ( T ) :

يسري هذا التحليل علي كل من القطاعين ( L , T ) ( شكل رقم ١٠ ) حيث يجب أن يؤخذ في الاعتبار جزء من شفه القطاع محدد الطول وليس كل الشفه وهو ما يسمى بالشفه الفعالة Effective flange والتي يكون لها عرض محدد يسمى B ، وينص الكود علي أن يكون B الأقل مما يأتي :

T. Sec.	L. Sec.
$B = 16 ts + b$	$B = 6 ts + b$
$B = L_s/5 + b$	$B = L_s/10 + b$
$B = C.L. \text{ to } \rightarrow C.L.$	$B = b + 0.5 S_1$

Where  $L_s =$  beam span between the inflection points

بند ٦-٣-١-٩

( Fig.6 )  $L_s =$  المسافة بين نقطتي الانقلاب ( نقطتي تلاشي العزوم )

Analysis of T - beam ( Fig.7 )

Case 1 : - ( N.A ) is with (  $C < t_s$  )

The Section may be analyzed and design as  $\square$  Sec. Whose width is the effective width ( B )

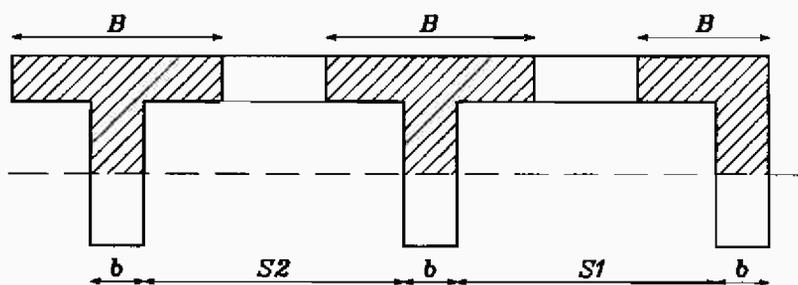
$$C = T \longrightarrow \text{get } ( a )$$

If  $a \leq t_s \longrightarrow$  design as a rectangle section

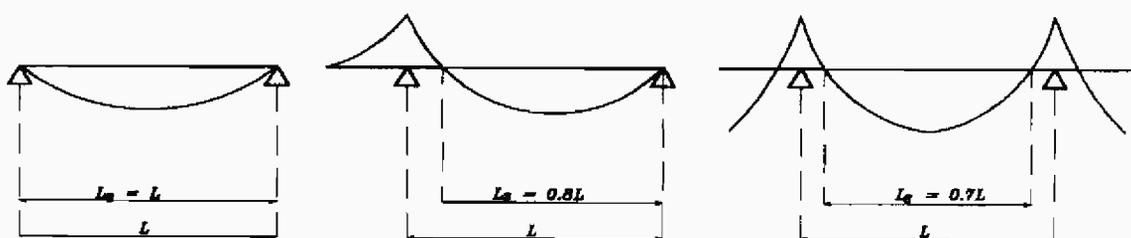
$$C \leq t_s \longrightarrow \text{ok}$$

$$M_U = A_s \frac{f_y}{\gamma_s} ( d - a/2 )$$

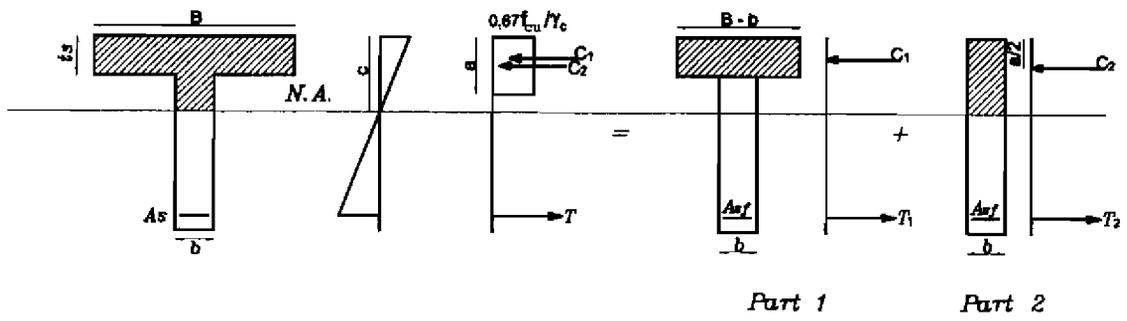
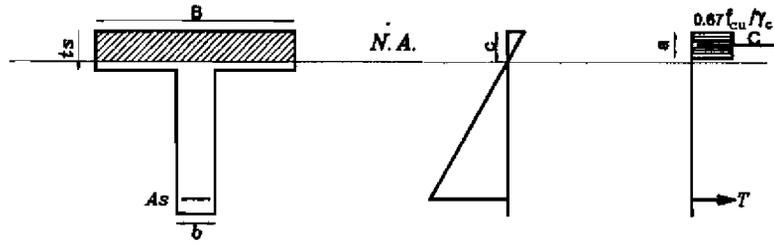
$$\mu = \frac{A_s}{bd} > \mu_{min}$$



شکل (۱۰)



شکل (۱۱)



شکل (۱۲)

الحالة الثانية :

أن يقع محور الخمول خارج شفة القطاع ( $C > t_s$ )

•  $C > t_s$  ,  $a < t_s$

وهنا يجب التفريق بين حالتين :

•  $C > t_s$  ,  $a > t_s$

حيث يتم حل القطاع كمستطيل في الحالة الأولى

و يتم حل القطاع ( $T$ ) باعتباره مكونا من جزأين :

الجزء الأول :

$$T_1 = C_1$$

$$A_{SF} \frac{f_y}{\gamma_s} = 0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} t_s (B - b)$$

$$A_{SF} = 0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} (B - b) \frac{t_s}{f_y / \gamma_s}$$

$$M_{U1} = A_{SF} \frac{f_y}{\gamma_s} (d - t_s / 2)$$

$$M_{U1} = 0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} (B - b) t_s (d - t_s / 2)$$

الجزء الثاني :

$$T_2 = C_2$$

$$(A_s - A_{SF}) \frac{f_y}{\gamma_s} = 0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} b a$$

$$a = \frac{(A_s - A_{SF}) f_y / \gamma_s}{0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} b}$$

ويصبح العزم :

$$M_{U2} = (A_s - A_{SF}) \frac{f_y}{\gamma_s} (d - a/2)$$

ويصبح العزم الكلي لكلا الجزأين .

$$M_u = M_{u1} + M_{u2}$$

أمثلة محلولة على القطاع ( T ) من المبادئ الأولية : -

مثال ( ١ ) :

صمم قطاع ( T ) الموضح ( شكل رقم ١٣ ) علما بأن عليه عزم انحناء = ٤٠ طن . م . م ، علما بأن الحديد المستخدم ذو إجهاد خضوع = ٣٦٠٠٠ كجم / سم<sup>٢</sup>، والجهد الأقصى للخرسانة = ٢٥٠٠ كجم / سم<sup>٢</sup> **الحل :**

التصميم يعني إيجاد كل من (  $A_s, d$  ) يمكن افتراض قيمة  $d$  ( العمق ) على أساس قيمة = ٦٠ سم مثلا وهي قيمة عملية ومنها يتم حساب قيمة (  $a$  ) والتي يجب التأكد من أنها في الحدود المسموح بها ولحل القطاع يجب فرض مكان محور التعادل فرضا مبدئيا ثم يتم تصحيح هذه الفروض إذا ثبت أنها غير مناسبة ، وعلية نفترض أن ( N.A ) داخل شفة القطاع ( شكل رقم ١٤ ) .

$$M_u = 0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} . a . B \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\therefore 40 \times 10^5 = 0.67 \frac{250}{1.5} * a * 150 \left( 60 - \frac{a}{2} \right)$$

$$40 \times 10^5 = 1005000a - 8375a^2$$

$$a^2 - 120a + 477.6 = 0$$

$$\therefore a = 4.12 \text{ cm.}$$

وهي قيمة أقل من  $t_s$  كما سبق فرضه إلا أنها قيمة صغيرة جدا ، وحيث إنها لا يسمح بأن تقل عن 0.1d .

إذا نسمح بأن تكون 0.1d على الأقل وعليه تكون :

$$a = 0.1d = 6 \text{ cm}$$

وهي ما زالت أقل من  $t_s$  كما هو مفروض مسبقا .  
ولإيجاد  $A_s$  يمكن استخدام معادلة الاتزان :

$$T_u = C_u$$

$$\therefore A_s \frac{f_y}{\gamma_s} = 0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} . a . B$$

$$\therefore A_s \frac{3600}{1.15} = 0.67 \frac{250}{1.5} (6) (150)$$

$$\therefore A_s = 32.1 \text{ cm}^2.$$

Check of min. and max. Reinforcement:

$$\mu_{\min} = \frac{11}{f_y} = \frac{11}{3600} = 0.00306$$

$$\text{but } \mu = \frac{A_s}{bd} = \frac{32.1}{25 \times 60} = 0.0214$$

$$\therefore \mu > \mu_{\min}$$

$\therefore$  OK.

مثال ( ٢ ) :-

المبين بالقطاع (شكل رقم ١٥) ( T ) له الأبعاد الموضحة ، علماً بأن :

$$f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{assume } a = 14 \text{ cm}$$

- يمكن وضع معادلات العزوم والاتزان كما يلي (شكل رقم ١٦) :

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} (B - b) x_s \\ &= 0.67 \frac{250}{1.5} (25) \times 10 \\ &= 27916.667 \text{ kg} \dots \dots \dots (1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_2 &= 0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} b \cdot a \\ &= 0.67 \frac{250}{1.5} (25) (14) \\ &= 39083.33 \text{ kg} \dots \dots \dots (2) \end{aligned}$$

$$T_u = A_s \frac{f_y}{\gamma_s} = 3130.43 A_s \dots \dots \dots (3)$$

$$\therefore T_u = C_1 + C_2$$

$$\therefore 3130.43 A_s = 27916.667 + 39083.33$$

$$\therefore A_s = 21.4 \text{ cm}^2.$$

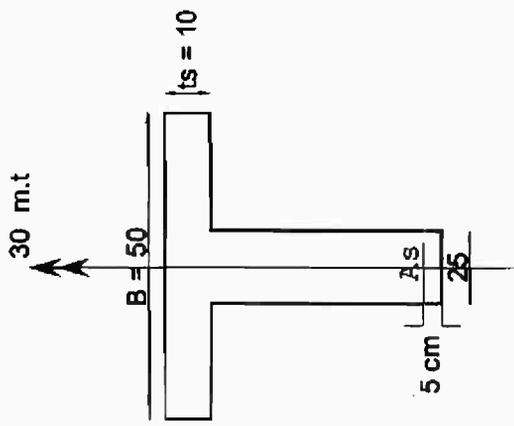
وباستخدام معادلة العزوم :-

$$M_u = C_1 Y_1 + C_2 Y_2$$

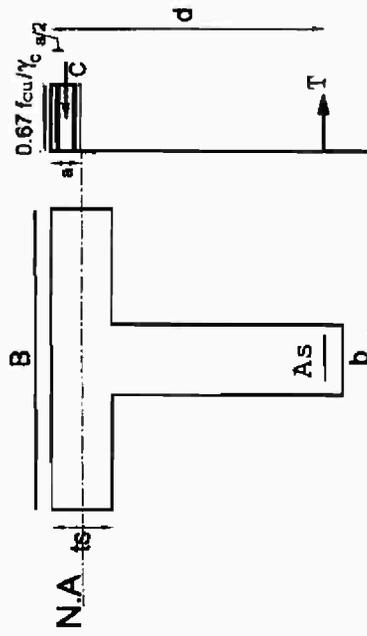
$$\therefore M_u = C_1 \left( d - \frac{T_s}{2} \right) + C_2 \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\therefore 30 \times 10^5 = 27916.66(d - 5) + 39083.33(d - 7) \rightarrow d = 51 \text{ cm}$$

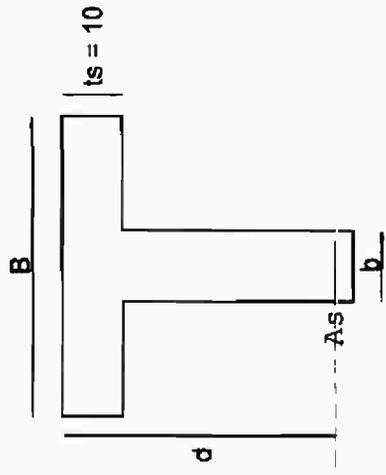
Take  $d = 55 \text{ cm}$ .



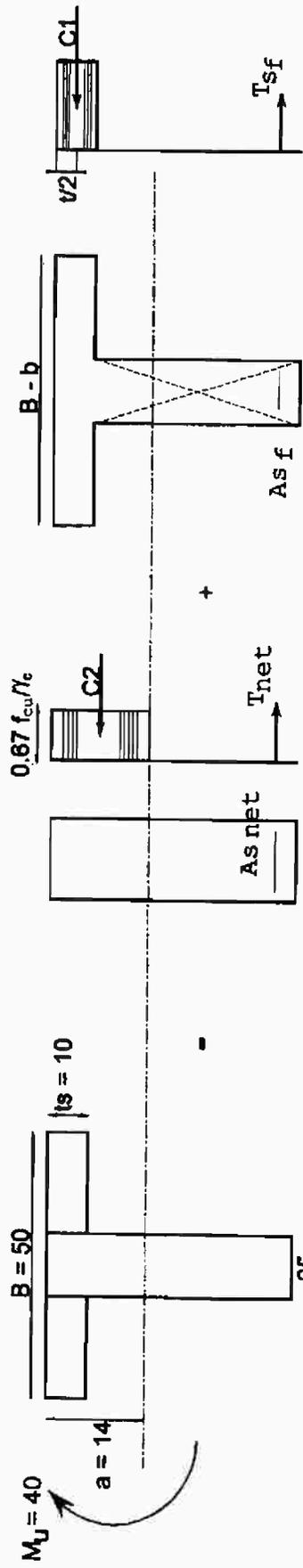
شکل (۱۰)



شکل (۱۴)



شکل (۱۳)



شکل (ن)

وهنا يمكن عمل تحقق من نسبة الحديد في حدودها الدنيا والقصوى :-

$$\mu_{\min} = \frac{11}{f_y} = 0.00306$$

$$\therefore \mu = \frac{A_s}{b.d} = \frac{21.4}{25 \times 55} = 0.01556$$

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

وهنا مطلوب التحقق من القيمة القصوى للحديد حيث نقارن  $A_{snet}$  بـ  $AS_{\max}$  الناتجة عن الجدول (4-1) بالكود .

Type Of steel	$C_{\max} / d$	$\mu_{\max}$	$R_{\max}$
24 / 35	0.50	$8.56 * 10^{-5} f_{cu}$	0.210
28 / 45	0.48	$7.00 * 10^{-5} f_{cu}$	0.205
36 / 52	0.44	$5.00 * 10^{-5} f_{cu}$	0.194
40 / 60	0.42	$4.31 * 10^{-5} f_{cu}$	0.87
45 / 52	0.40	$3.65 * 10^{-5} f_{cu}$	0.180

Table (4-1)

$$\therefore f_y = 3600 \xrightarrow[\text{table(4-1)}]{\text{from}} \frac{C_{\max}}{d} = 0.44$$

$$\therefore a_{\max} = 0.8C_{\max}$$

$$= 0.8(0.44d)$$

$$= 0.8 * 0.44 * 55 = 19.36 \text{ cm} \rightarrow t_s$$

$$\therefore a_{\max} \rightarrow T_s$$

$$\therefore A_{sf} = \frac{0.67}{\gamma_c} (B - b) t_s / \frac{f_y}{\gamma_s} = 0.67 \frac{250}{1.5} (50 - 25) \times 10 / \frac{3600}{1.15}$$

$$A_{sf} = 8.92 \text{ cm}.$$

وهي المناظرة للقطاع المستطيل والتي نقارن  $AS_{net}$  .

$$AS_{net} = AS - A_{sf} = 12.48 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \mu_{net} = A_{net} / bd = \frac{12.48}{25 \times 55} = 0.0091$$

وهذه هي التي نقارن بها في الجدول .

$$\therefore \mu_{net} < \mu_{\max} = 0.0125 \rightarrow (O.K)$$

**مثال (3) :-**

أحسب للقطاع الموضح بالمثل السابق  $AS_{\max}$  والعزم الأقصى المناظر  $Mu_{\max}$  .

الفكرة :-

لحساب  $AS_{\max}$  يجب حساب  $AS_{net \max}$  حيث تكون المقارنة بها :

أي :-

$$AS_{\max} = AS_{net \max} + A_{sf}$$

ومن جدول ( ٤ - ١ ) :

For single reinforced see  $\mu_{max} = 0.0125$

$$\therefore \mu_{max} = \frac{As_{net_{max}}}{bd}$$

$$\therefore (As_{net_{max}}) = 0.0125 \times 25 \times 55 = 17.19 \text{ cm}^2$$

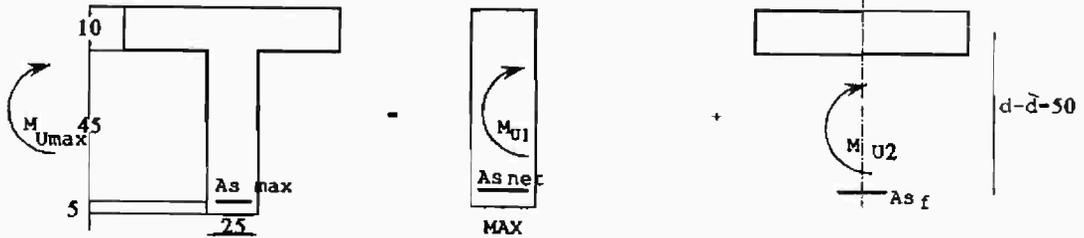
$$\therefore As_{max} = As_{net_{max}} + As_f = 17.19 + 8.92 = 26.11 \text{ cm}^2$$

ولحساب  $Mu_{max}$  بنفس الأسلوب من خلال الجدول نوجد  $R_{max}$  من

للقطاع المستطيل :

$$\therefore M_{u1} = R_{max} \frac{f_{cu}}{\gamma_c} bd^2 = 0.194 \times \frac{250}{1.5} \times 25 \times 55^2 \times 10^{-5} = 24.45 \text{ mJ}$$

كذلك للجزء الخاص بشفة القطاع :



شكل (١٧)

$$M_{u2} = A_{sf} \cdot \frac{f_y}{\gamma_s} (d - d')$$

$$d' = \frac{t_s}{2} = 5 \text{ cm}$$

$$M_{u2} = 8.92 \frac{3600}{1.15} (55 - 5) \cdot 10^{-5} = 13.96 \text{ mJ}$$

$$Mu_{max} = M_{u1} + M_{u2} = 24.45 + 13.96 = 38.41 \text{ mJ}$$

مثال ( ٤ ) :-

للقطاع الموضح أحسب  $M_u$  علما بأن :-

$$f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

assume

$$a < 15 \text{ cm} \quad (a < t_s)$$

$$T_u = C_u$$

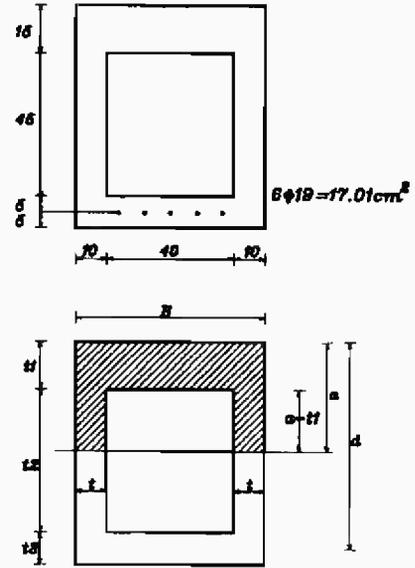
$$A_s \frac{f_y}{\gamma_s} = 0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} a b$$

$$17.01 * \frac{3600}{1.15} = 0.67 \frac{250}{1.5} * a * 60$$

$$a = 7.95 \text{ cm} < 0.1d < 15 \text{ cm} \quad O.K$$

$$M_u = \frac{A_s f_y}{\gamma_s} \left( d - \frac{a}{2} \right) = 32.5 \text{ t.m}$$

**Note :-**



شكل (١٧)

في حالة :  $a > t_s$

حيث تشارك الأعصاب الرأسية في تحمل قوي الضغط :-

$$C_{u1} + C_{u2} = T_u$$

$$\frac{0.67 f_{cu} t_1 B}{\gamma_c} + \frac{2(0.67)(f_{cu})(a-t_1)(t)}{\gamma_c} = A_s \frac{f_y}{\gamma_s} \text{ get } a$$

$$M_u = C_{u1}(t_1 + t_2 + t_3/2 - t_1/2) + C_{u2}(d - t_1 - \frac{a-t_1}{2})$$

مثال ( ٥ ) : - صمم قطاعا ذا شكل ( T ) ليتحمل عزما قدره ٤٠ طن . م :

Design T. Sec. to carry 40 m. t.

Given  $b = 25 \text{ cm}$   
 $B = 150 \text{ cm}$   
 $t_s = 10 \text{ cm}$   
 $f_Y = 3600 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_{CU} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Solution

Assume  $d = 60 \text{ cm}$

Assume  $c < t_s$

$$M_U = C_u \cdot y_{ct}.$$

$$M_U = 0.67 \frac{f_{CU}}{\gamma_c} B a (d - a/2)$$

$$40 \times 10^5 = 0.67 \frac{250}{1.5} (150) (60 - a/2) (a)$$

$$a^2 - 120 a + 477.61194 = 0$$

$$a = 115.88 \quad \text{or} \quad a = 4.12 \text{ cm}$$

$$a = 4.12 < t_s$$

$$a_{\min} = 0.1 d = 6 \text{ cm} < t_s \longrightarrow \text{ok ( Design as a rectangle sec Sec. )}$$

$$C = a / 0.8 = 7.5 < t_s \quad (\text{O.K})$$

$$C_U = \frac{0.67 f_{CU}}{\gamma_c} a B = \frac{0.67 \times 250}{1.5} \times 6 \times 150$$

$$C_U = 100500 \text{ kg}$$

$$T_U = C_U$$

$$A_S = \frac{f_Y}{\gamma_s} = 100500$$

$$A_S = 100500 \times 1.15 / 3600$$

$$A_S = 32.1042 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{\min} = 11 / f_Y = 0.003056$$

$$\mu = A_S / bd = 0.0214 > \mu_{\min} \quad \text{OK.}$$

## ٢ - ٦ : تصميم القطاعات الخرسانية بالمخططات البيانية : Design of Reinforced Concrete to

### Sections by Charts :

بالطبع وكما هي عادة المهندسين فقد جري البحث عن تبسيط لطريقة الحل وجدولة للمعلومات واختصار للمعادلات الرياضية بهدف الوصول إلى حل المشكلة الانشائية من أقصر طريق بشرط وفاء هذا الأسلوب بالدقة المعقولة للمهندس لذا فقد اجتهد باحثونا وعلماؤنا في وضع علاقات مرسومة ومخططات بيانية Charts بين متغيرات يمكن من خلالها تصميم القطاعات الخرسانية بأنواعها المختلفة .

### ٢ - ٦ - ١ : تصميم القطاع الخرساني المستطيل ذي التسليح المفرد :

#### Design Of Single Reinforced Section

##### الطريقة الأولى :

( شكل رقم ١٨ ، ٢١ ) يبين المخطط البياني الأول والذي يمكن من خلاله إتمام عملية التصميم (  $d, A_s$  ) أو حساب قيمة العزوم (  $M_u$  ) .

##### الحالة الأولى :

لقطاع معلوم يمكن القول

$$A_s = \omega \cdot \frac{f_{cx}}{f_y} \cdot b \cdot d \rightarrow \text{get } \omega$$

$$\text{from chart} \rightarrow \text{get}(R)$$

$$M_u = R f_{cx} b d^2$$

OR :

$$\text{From chart} \rightarrow \text{get}(C_1)$$

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_u}{f_{cx} \cdot b}}$$

##### الحالة الثانية :

لتصميم قطاع غير معلوم .

For design assume  $d$

$$R = \frac{M_u}{f_{cx} b d^2} \rightarrow \text{gt}(R)$$

OR :

$$C_1 = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_u}{f_{cx} \cdot b}}} \rightarrow \text{get}(C_1)$$

From chart  $\rightarrow$  get( $\omega$ )

$$\therefore A_s = \left( \omega \frac{f_{cx}}{f_y} b \cdot d \right)$$

If  $\omega > \omega_{max}$

increase  $d$

OR : assume :  $\omega \leq \omega_{\max}$

from.charts  $\rightarrow$  get(R.Or.C<sub>1</sub>)

$$\therefore R = \frac{M_u}{f_{cu}bd^2} \rightarrow \text{get}(d)$$

OR :

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_u}{f_{cu}b}} \rightarrow \text{get}(d).$$

- الطريقة الثانية :-

(شكل رقم ١٩ ، ٢٢) يبين المخطط البياني الثاني والذي يمكن من خلاله إتمام عملية التصميم .

الحالة الأولى : قطاع معروف تسليحه وعمقه والمطلوب تحديد العزم الذي يتحمله :

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_u}{f_{cu}b}} \rightarrow \text{get}(C_1) \rightarrow \frac{c}{d}$$

$$\text{Check : } \frac{c}{d} < \begin{matrix} \geq \text{min} \rightarrow 0.125 \\ \leq \text{max} \rightarrow \text{table}(4-1) \end{matrix}$$

then.get(J  $\rightarrow$  M<sub>u</sub>).

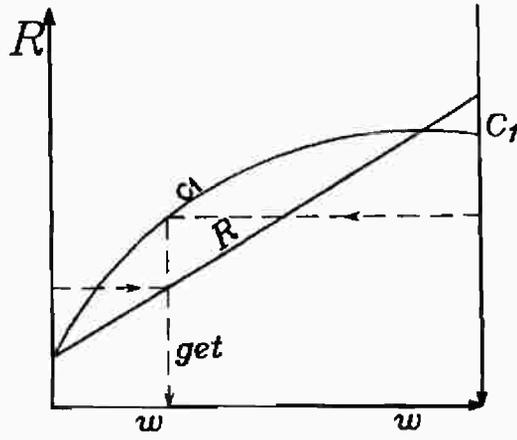
الحالة الثانية : قطاع معروف العزم المؤثر عليه والمطلوب تحديد تسليحه وعمقه :

For design :

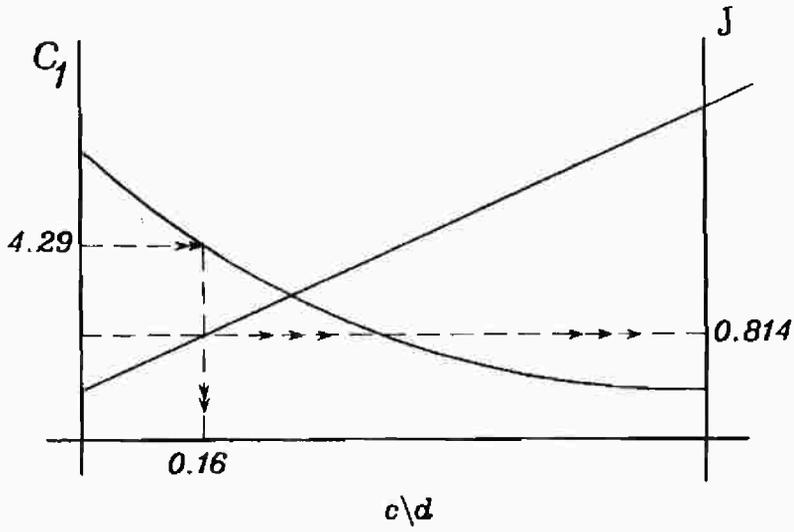
assume : C<sub>1</sub>  $\cong$  (3 - 4)  $\rightarrow$  get d

get C<sub>1</sub> actual after modify y (d) from.chart  $\rightarrow$  get  $\frac{c}{d} \rightarrow$  get (J)

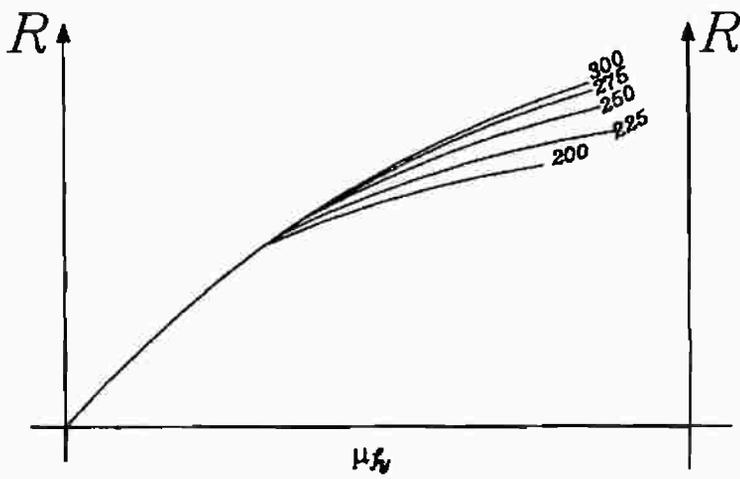
$$\therefore A_s = \frac{M_u}{f_y J d}$$



شکل (۱۸)



شکل (۱۹)



شکل (۲۰)

- الطريقة الثالثة :-

( شكل رقم ٢٠ ، ٢٣ ) يبين المخطط البياني الثالث والذي يمكن من خلاله أيضاً إتمام عملية التصميم الحالة الأولى : قطاع معروف تسليحه وعمقه والمطلوب تحديد قيمة العزم الذي يتحمله :

*For known section*

$$\mu = \frac{A_s}{bd} \rightarrow \text{get } \mu$$

*Calculate.  $\mu f_y$*

*From chart  $\rightarrow (R)$*

$$M_u = Rbd^2.$$

الحالة الثانية : قطاع معروف العزم المؤثر عليه والمطلوب إيجاد عمقه وتسليحه :

*assume d*

$$R = \frac{M_u}{bd^2}$$

*from chart  $\rightarrow \mu f_y$*

*check :*

$$\mu f_y < \mu_{\max} \cdot f_y \rightarrow (O.K)$$

$$\text{If } \mu f_y > \mu_{\max} \cdot f_y \rightarrow (\text{increase the depth})$$

تلخيص :

تصميم القطاعات باستخدام المخططات البيانية .

١ - القطاعات المستطيلة ذات التسليح المفرد ( شكل ٢١ ) :

*I – Single Reinforced Section Using Charts 1 , 2 ( design Aids )*

Chart No ( 1 ) ( R – W ) and ( C<sub>1</sub> – W ) Curve

1 – Calculate  $R = \frac{M_u}{fcubd^2}$  from curve  $\rightarrow$  get  $\omega$

( Or ) :

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_u}{fcu \cdot b}}$$

Calculate : C<sub>1</sub> then get (  $\omega$  )

$$2 - A_s = W \frac{f_{cu}}{f_y} bd.$$

$$3 - \text{Check: } A_s \min \langle A_s \langle A_s \max$$

وعلى مسهل المثال لو أعطيت قيم :

$$M_u = f_{cu} = f_y = b = d .$$

وطلب قيمة  $A_s$  : يكون الحل كما يأتي :-

$$\text{Get R using Eq. } R = \frac{M_u}{f_{cu} bd^2} \rightarrow \frac{\text{go to}}{\text{curve}} (W).$$

$$A_s = Wbd \frac{f_{cu}}{f_y}.$$

$$\text{Check } A_s \min \langle A_s \langle A_s \max \rightarrow \text{table}(4-1). \text{ E.C.}$$

أمثلة محلولة :

مثال ( ١ ) :-

$$\text{given : } M_u = 20 \text{ m.t } \quad b = 25 \text{ cm } \quad d = 60 \text{ cm } \quad f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$\text{Req : } A_s .$$

Solution :-

$$R = \frac{M_u}{f_{cu} bd^2} = \frac{20 \times 10^5}{250 \times 25 \times 60^2} = 0.089$$

$$\text{from : } R = 0.089 \xrightarrow{\text{Curve}} \omega = 0.116$$

$$A_s = \omega bd \frac{f_{cu}}{f_y} = 0.116 \times 25 \times 60 \times \frac{250}{3600} = 12.08 \text{ cm}^2$$

use ( 6  $\phi$  16 )

Check: -

$$\mu_{\max} = 5 \times 10^{-5} f_{cu} = 0.0125 \quad (\text{table : 4-1}) \text{ E.C}$$

$$\mu_{\min} = \frac{11}{f_y} = 0.003$$

$$\mu = \frac{A_s}{bd} = \frac{12.08}{25 \times 60} = 0.008$$

$$\therefore \mu_{\min} \langle \mu \langle \mu_{\max} \rightarrow (O.K).$$

**- If  $A_s$  and  $d$  are unknown: -**

**Solution: -**

1 - Assume  $C_1 = 3 \rightarrow 4$  for rectangle sec.  
 $C_2 = 4 \rightarrow 5.T - Sec.$

2 - calculate  $d = C_1 \sqrt{\frac{M_u}{f_{cb} b}}$  → get  $d$       تقرب لأقرب 5 مم

$C_1 \xrightarrow[\text{curve}]{\text{go to}}$  get  $(\omega)$ .

3 - Calculate  $A_s = (\omega) \frac{f_{cu}}{f_y} b d$ .

**مثال ( ٢ ) :-**

Given  $M_u = 20 \text{ m.t}$  ,  $b = 25 \text{ cm}$  ,  $f_{cu} = 250 \text{ kg / cm}^2$  ,  $f_y = 3600 \text{ kg / cm}^2$  .  
 Req (  $A_s$  ,  $d$  ) .

**Solution: -**

Assume  $C_1 = 3.3$  .

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_u}{f_{cb} b}} = 3.3 \sqrt{\frac{20 \times 10^5}{250 \times 25}} = 59 \text{ cm.}$$

Take  $d = 60 \text{ cm}$ .

$$C_1 = d / \sqrt{M_u / f_{cb} b} = \frac{60}{\sqrt{\frac{20 \times 10^5}{250 \times 25}}} = 3.354.$$

$$f_{rcm} \cdot C_1 = 3.354 \xrightarrow{\text{curve}} W = 0.116.$$

$$\therefore A_s = 12.08 \text{ cm}^2.$$

Check  $A_{s \min} < A_s < A_{s \max}$  .

- Chart no. ( 2 ) (  $C_1 - J$  ) Curve : - ( شكل رقم ٢٢ )

1 - Calculate :  $C_1$  Where :  $d = C_1 \sqrt{\frac{M_u}{f_{cb} b}}$

2 - From  $C_1 \xrightarrow[\text{Curve}]{\text{go to}}$  get  $C/d, J$ .

3 - Check  $C/d > 0.125, C/d < (C/d)_{\max}$  .

4 - If :  $C/d < 0.125$  . Take  $C/d = 0.125 \rightarrow J = 0.826$  .

5 - If :  $C/d > (C/d)_{\max}$  - Increase the depth (  $d$  ) .

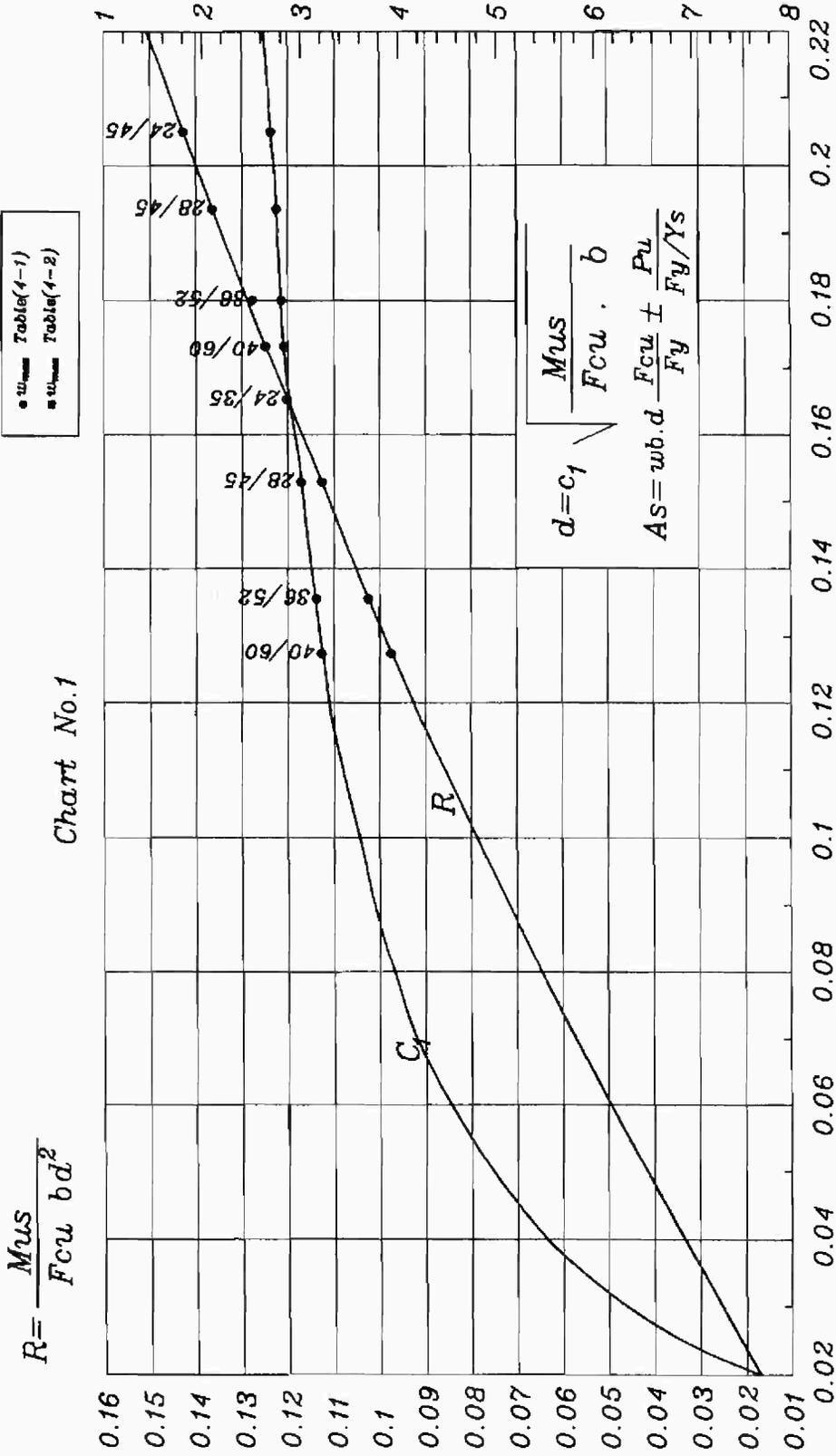
( OR ) : Use double reinforced section.

6 - Calculate  $A_s$  .

$$\text{Where : } A_s = \frac{M_u}{f_y \cdot J \cdot d}$$

# Ultimate Limit Design Charts for Simple Bendig or Eccentric Force With Big Eccentricity

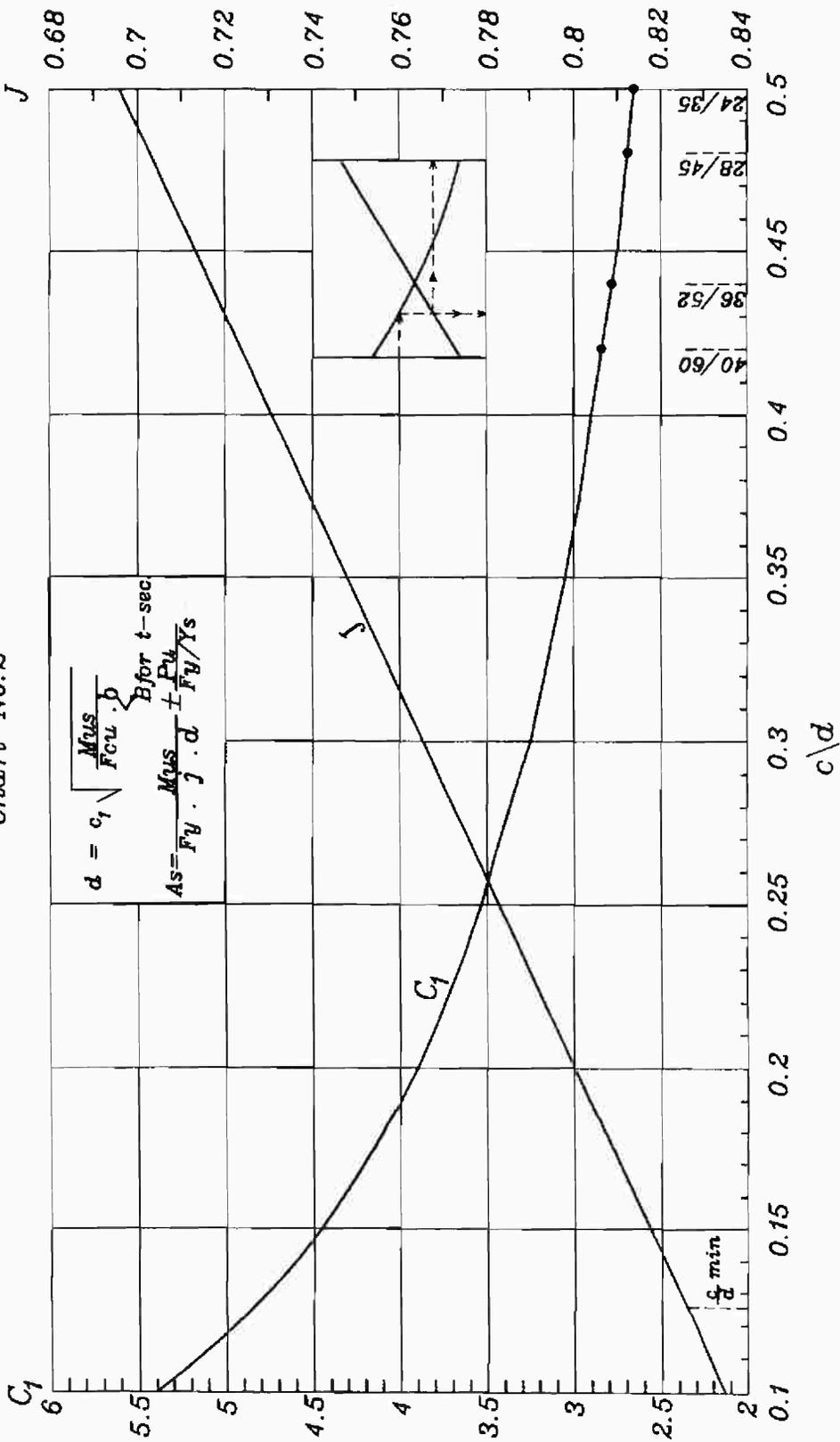
(All Grades of Steel and Concrete)



شكل (١)

# Ultimate Limit Design Charts for Simple Bendig & Eccentric Force With Big Eccentricity

Chart No.2



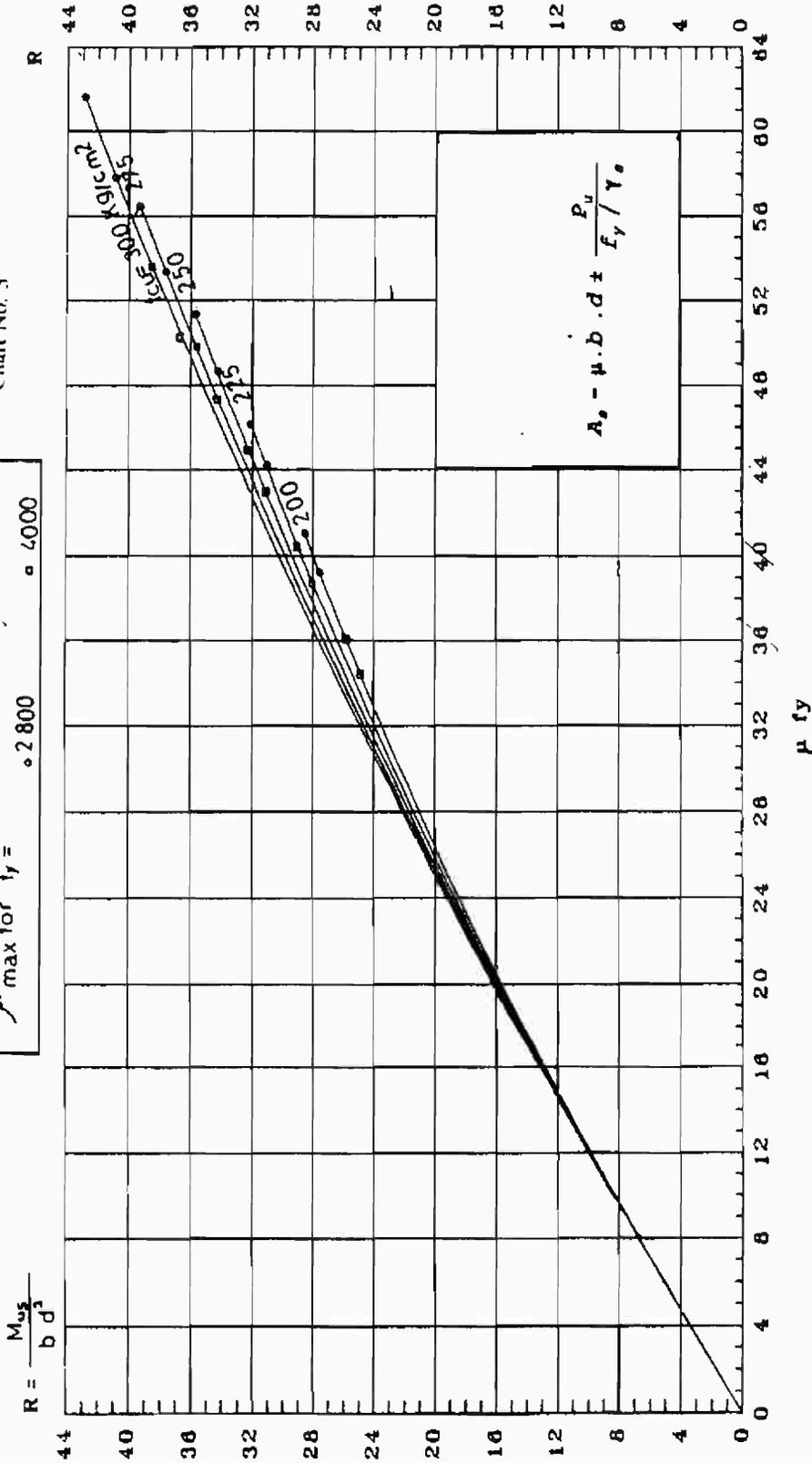
شكل (١١)

# Ultimate Limit Design Charts Simple Bending & Eccentric Force (Tension Failure)

( All Grades of Steel and Concrete )

$f_y$ max for	• 2400	■ 3600
	◦ 2800	◻ 4000

Chart No. 3



شکل (۲۳)

**Note:**

No need to check that  $A_{smin} < A_s < A_{smax}$ .

$$If : 0.125 \left( \frac{C}{d} \right) < \left( \frac{C_{max}}{d} \right).$$

مثال ( ٣ ) :-

Given  $M_u = 20 \text{ m.t}$ ,  $f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ ,  $b = 25 \text{ cm}$   
 $d = 60 \text{ cm}$ .

Req (  $A_s$  ).

**Solution: -**

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_u}{f_{cub}}} \rightarrow C_1 = 3.354.$$

$$\text{from } C_1 = 3.354 \xrightarrow{\text{curve}} \frac{c}{d} = 0.285, J = 0.772.$$

Check :

$$0.125 \left( \frac{C}{d} \right) < \left( \frac{C_{max}}{d} \right) = 0.44 \Rightarrow (O.K) \Rightarrow \text{table(4-1)EC.P.}$$

$$\therefore A_s = \frac{M_u}{f_y \cdot j \cdot d} = \frac{20 \times 10^5}{3600 \times 0.772 \times 60} = 12 \text{ cm}.$$

(Use : 6ϕϕ16).

مثال ( ٤ ) :-

Given:

$$M_u = 20 \text{ m.t}.$$

$$b = 25 \text{ cm}.$$

$$d = 60 \text{ cm}.$$

$$f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2.$$

Req.  $A_s$  - and check the min. and max. limits - then check  $M_{umax}$ .

**Solution: -**

$$\therefore R = \frac{M_u}{f_{cu} b d^2} = \frac{20 \times 10^5}{250 \times 25 \times 60^2} = 0.089.$$

$$\text{from : } R - W - \text{Chart} \rightarrow W = 0.116.$$

$$A_s = \frac{W \cdot f_{cu} \cdot b \cdot d}{f_y} = \frac{0.116 \times 250 \times 25 \times 60}{3600} = 12.08 \text{ cm}^2.$$

Choose :  $A_s = 6\phi\phi 16 \rightarrow 12.06 \text{ cm}^2$ .

## Check limits of steel

### 1 – Minimum Reinforcement: -

$$\mu_{req} = \frac{A_s}{b.d} = \frac{12.08}{25 \times 60} = 0.807\%$$

$$\mu_{min} = \frac{11}{f_y} = \frac{11}{3600} = 0.00306 = 0.306\%$$

$$\mu_{min} = \text{the smallest of } 1.3\mu_{req} = 1.3 \times 0.807 = 1.049 \cong 1.05\%$$
$$\therefore \mu_{min} = 0.306\%$$

$$\mu_{req} > \mu_{min} \quad (O.K)$$

### 2 – Maximum Reinforcement: -

From table ( 4 – 1 ) E.C.P

$$\mu_{max} = 5.0 \times 10^{-5} f_{cu}$$
$$= 5 \times 10^{-5} \times 250 = 1.25\%$$

$$\mu_{req} < \mu_{max} \Rightarrow (O.K).$$

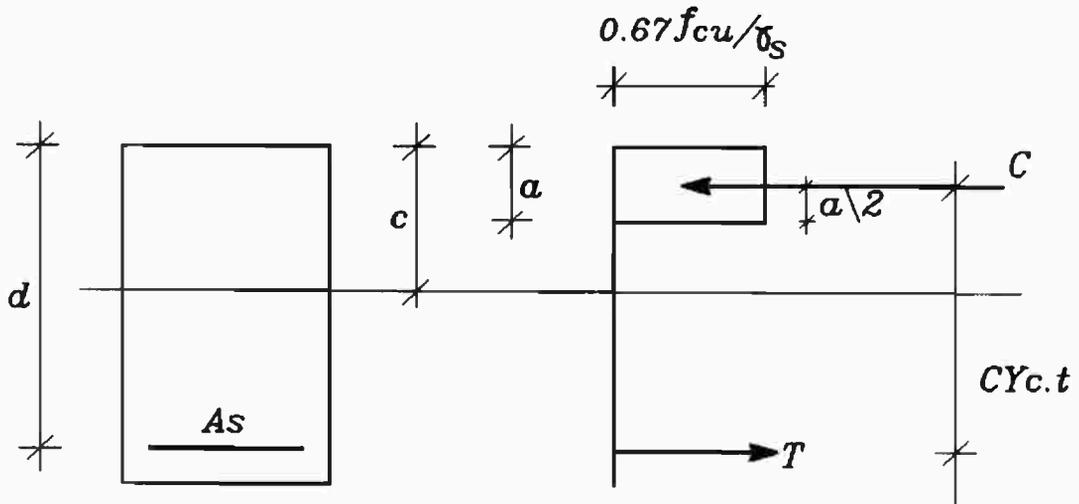
- To Check  $M_{u \max}$  .

$$M_{u \max} = R_{max} f_{cu} b d^2 / \gamma_c$$

$$R_{max} = 0.194 \quad \text{from table (4-1) E.C.P}$$

$$\therefore M_{u \max} = 29.1 \text{ m}\cdot\text{k}$$

$$M_{u \text{ applied}} < M_{u \max} \quad (O.K)$$



- For the above section if: -

$$M_u = 35 \text{ m.t.} \quad f_{cu} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 25 \text{ cm.} \quad f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 80 \text{ cm.}$$

Calculate  $A_s$ .

**Solution: -**

Using chart No.( 1 ) design Aids:

$$\because t = 80 \rightarrow d = 75 \text{ cm.}$$

$$R = \frac{M_u}{f_{cu} b d^2} = \frac{35 \times 10^5}{300 \times 25 \times 75^2} = 0.0829.$$

$$i.e(\omega) = 0.102.$$

$$\therefore A_s = W b d \frac{f_{cu}}{f_y} = 0.102 \times 25 \times 75 \cdot \frac{300}{3600} = 15.94 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 8\#16 = 16.08 \text{ cm}^2.$$

$$\mu = \frac{A_s}{b d} = \frac{15.94}{75 \times 25} = 0.85\%.$$

$$\text{least } 11 / f_y = 0.305$$

$$1.3 \mu_{req} = 1.105$$

$$\nless 0.15\% \rightarrow H.G.S.$$

$$\nless 0.25 \rightarrow M.S.$$

According to table ( 4 - 1 ) :-

$$\mu_{max} = 5 \times 10^{-5} f_{cu} = 1.5\% \mu \rightarrow (O.K).$$

**Sol. by (Chart No 2) design Aids :-**

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_u}{f_{cu} b}}$$

$$\therefore 75 = C_1 \sqrt{\frac{35 \times 10^5}{300 \times 25}} \rightarrow C_1 = 3.47.$$

$$\text{From : Ch2} \rightarrow \frac{c}{d} = 0.15, J = 0.816.$$

$$A_s = \frac{M_u}{f_y \cdot j d} = \frac{35 \times 10^5}{3600 \times 0.81 \times 75} = 16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Take } 8\phi 16.$$

Check  $\mu$  (as before).

**Sol. by (Chart No 3) design Aids: -**

$$R = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{35 \times 10^5}{25 \times 75^2} = 24.88.$$

$$\text{From Ch3} \rightarrow \mu \cdot f_y = 30.9.$$

$$\mu = \frac{30.9}{3600} \times 100 = 0.858\%.$$

$$A_s = \frac{0.858}{100} \times 25 \times 75 = 16 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\phi 16.$$

Check  $\mu$  (as before).

Design of double reinforced Section using Charts.

يمكن استخدام المخططات البيانية في تصميم هذا النوع من القطاعات (مخططات أرقام ٦، ٧، ٨، ٩) التي تختلف فقط في قيمة إجهاد الخضوع للحديد ( $f_y$ ) وتثبت فيها قيمة  $\frac{d'}{d} = 0.05$ . وقد تم وضع جداول لنفس الغرض لأنها تعطي مجالاً أوسع حيث تتعامل مع القطاعات ذات نسبة  $\frac{d'}{d} = 0.05$ ،  $0.1$  وتعطي الجداول غالباً دقة أكبر في النتائج (والجداول أرقام ١، ٢، ٣، ٤ تبين ذلك). (Design Aids).

وكما سبق شرحه في حالة تصميم القطاعات المزوجة التسليح بطريقة المبادئ الأولية فإنه يجب التأكد أولاً من أن هناك مبرراً لاستخدام حديد ناحية الضغط، ويتم التحقق من ذلك بحساب  $R_{max}$  ثم  $Mu_{max}$  من القطاع المعطى:

$$Mu_{max} = \frac{R_{max} \cdot f_{cv} \cdot b d^2}{\gamma_c}$$

فإذا كانت  $Mu_{max} < M_u$

حيث  $M_u$  هو العزم الموجود على القطاع فعلاً فإن ذلك يعني أننا بحاجة لحديد إضافي في منطقة الضغط وبالتالي يتم حساب:

$$R = \frac{M_u}{F_{cv} b d^2}$$

وباختيار قيمة لنسبة حديد الضغط  $\alpha$  يمكن عن طريق المخطط البياني (٦، ٧، ٨، ٩) الحصول على  $W$  ثم يمكن حساب :-

$$A_s = w b d \frac{f_{cv}}{f_y}$$

ويمكن تلخيص طريقة الحل عن طريق التحقق من أن  $(\mu_{max}, R_{max})$  قد وصلت للحد الأقصى طبقاً للجدول ( ٤ - ١ ) وعليه يمكن اتباع الخطوات الآتية :-

( ١ ) From table ( 4 - 1 ) get  $R_{max}$  .

( ٢ ) Calculate  $Mu_{max}$  for the Section Where :

$$Mu_{max} = R_{max} \cdot f_{cu} \cdot bd^2 / \gamma_c.$$

( ٣ ) If  $M_{max} < Mu$   $\therefore$  Use Compression reinforcement.

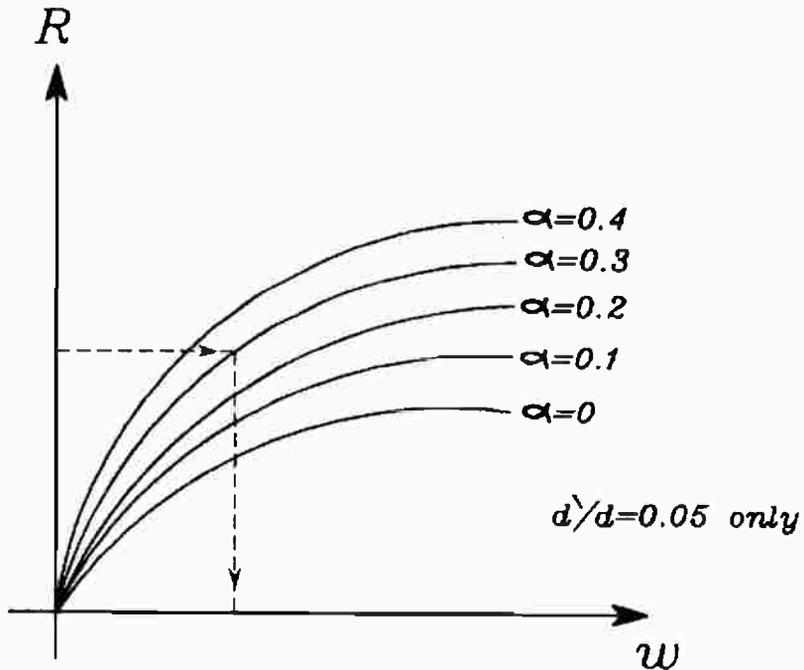
( ٤ ) Calculate  $R = \frac{M_u}{F_{cu}bd^2}$ .

( ٥ ) From  $d'/d$ ,  $F_y$  Choose the Curve ( or table 1 , 2 ) .

( ٦ ) Take  $\alpha = 0.1 \rightarrow 0.4$  . ( شكل ٢٤ )

( ٧ ) From  $R, \alpha$   $\frac{Curve}{get}$  (W).

( ٨ )  $A_s = Wbd \frac{f_{cu}}{f_y}$ .



شكل (٢٤)

Given  $M_u = 35 \text{ m.t}$  ,  $b = 25 \text{ cm}$  ,  $d = 60 \text{ cm}$  ,  $f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$  .

Req. ( get  $A_s$  ) .

**Solution: -**

$$(1) \text{ for Steel } \frac{36}{52} \cdot \frac{\text{Table}}{(4-1)} R_{\max} = 0.194.$$

$$(2) Mu_{\max} = R_{\max} b d^2 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} = 0.194(25)(60)^2 \frac{250}{1.5} = 29.1 \text{ m.t.}$$

$$(3) M_u \max < M_u \therefore \text{Use Comp. teel}$$

$$(4) \text{ For } d' = 5 \text{ cm. } \frac{d'}{d} \cong 0.1, \text{ Take } \alpha = 0.4.$$

$$(5) R = \frac{M_u}{f_{cu} b d^2} = 0.156.$$

$$(6) \text{ From } R \quad \alpha = 0.4, \frac{d'}{d} = 0.1 \rightarrow (w) = 0.205 .$$

$$(7) A_s = w b d \frac{f_{cu}}{f_y} = 21.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_s' = 0.4 A_s = 8.54 \text{ cm}^2.$$

٢-٦-٣ : القطاع على شكل ( T ) ذو التسليح المفرد في منطقة الشد :

**- Single reinforced T - section :-**

الحالة الأولى :

أن يقع محور الخمول ( التعادل ) داخل شفه القطاع وعليه يكون :  $a < t_s$  .  
إذا بصمم القطاع باعتباره مستطيلاً ولكن بعرض B .

$$\therefore C_u = \frac{0.67 f_{cu}}{\gamma_c} . a . B = 0.45 f_{cu} . a . B .$$

$$T_u = A_s \frac{f_y}{\gamma_s} = 0.87 A_s f_y .$$

$$\therefore M_u = 0.87 A_s f_y (d - a/2) .$$

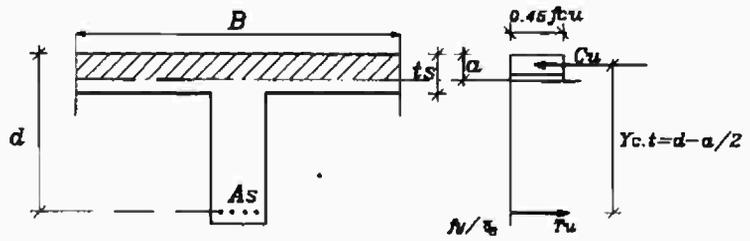
Note: -

$B = \text{smallest of } \rightarrow 16t_s + b .$

$\rightarrow L_2/5 + b .$

$\rightarrow \text{CL to CL of adjacent slab} .$

Where  $L_2 = L$  : for simple span .  
 $= 0.7L$  : for contin . span .



- الحالة الثانية :

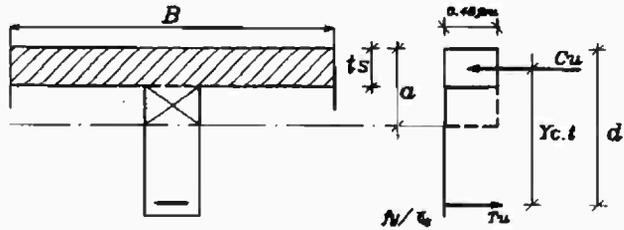
أن يقع محور التعادل خارج شفه القطاع وعليه يكون  $a > t_s$  .  
هنا يهمل الكود الجزء المعرض لضغط في منطقة الـ ( web ) .

$$\therefore C_u = 0.45 f_{cu} t_s . B$$

$$T_u = 0.87 . f_y . A_s .$$

$$Y_{cT} = d - t_s / 2 .$$

$$M_u = 0.45 f_{cu} B t_s (d - t_s / 2) .$$



Given:

$$M_u = 20 \text{ m.t.}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

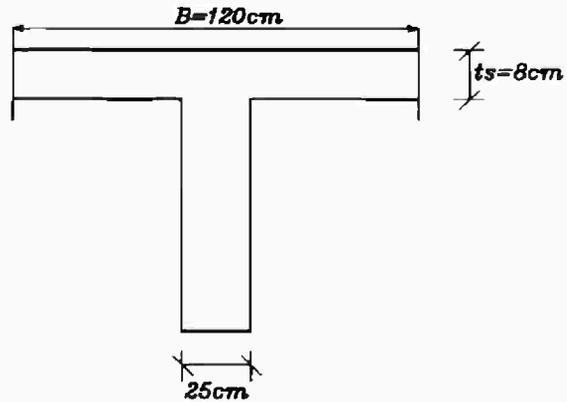
$$B = 120 \text{ cm.}$$

$$t_s = 8 \text{ cm.}$$

$$f_{ca} = 250 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_y = 3600 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{Req: } A_s, d.$$



**Solution: -**

Using (  $C_1, J - \frac{c}{d}$  Curve. )

Assume  $C_1 = 4$  we take it from ( 4 - 5 ).

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_u}{f_{ca} B}}$$

$$\therefore d = 4 \sqrt{\frac{20 \times 10^5}{250 \times 120}} = 32.7 \text{ cm.}$$

$$\therefore d = 35 \text{ cm} \rightarrow C_1.$$

$$\therefore C_1 = d / \sqrt{M_u / f_{ca} B} = 4.29 \rightarrow J = 0.814 \rightarrow \frac{C}{d} = 0.16.$$

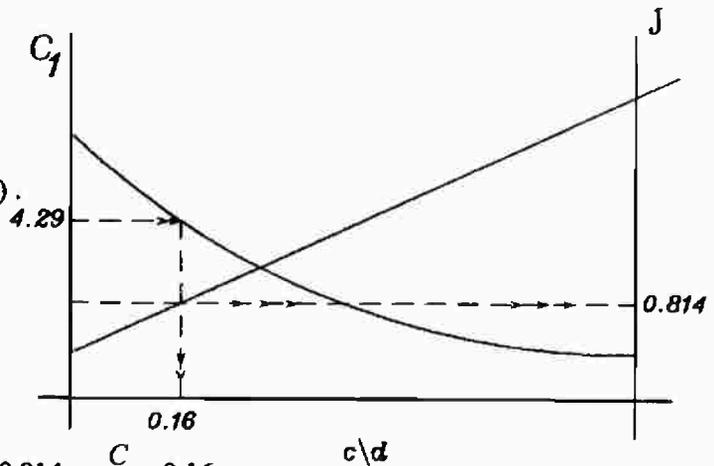
$$\text{Note: } 0.44 = \left( \frac{c_{\text{max}}}{d} \right) \left( \frac{C}{d} = 0.16 \right) \left( \frac{C_{\text{min}}}{d} \right) = 0.125.$$

$$\therefore \frac{C}{d} = 0.16 \rightarrow \therefore C = 0.16d = 0.16 \times 35 = 5.6 \text{ cm.}$$

$$\therefore a = 0.8C = 0.8 \times 5.6 = 4.48 \text{ cm} < t_s \rightarrow ( \therefore \text{Case 1} ).$$

$\therefore$  1er Sec  $\therefore$  use the Same Chart.

$$\therefore A_s = \frac{M_u}{f_y J d} = \frac{20 \times 10^5}{0.814 \times 35 \times 3600} = 19.5 \text{ cm}^2$$



Given the same above section with :

$$M_u = 40 \text{ m.t}$$

$$d = 35 \text{ cm.}$$

Req :  $A_s$ .

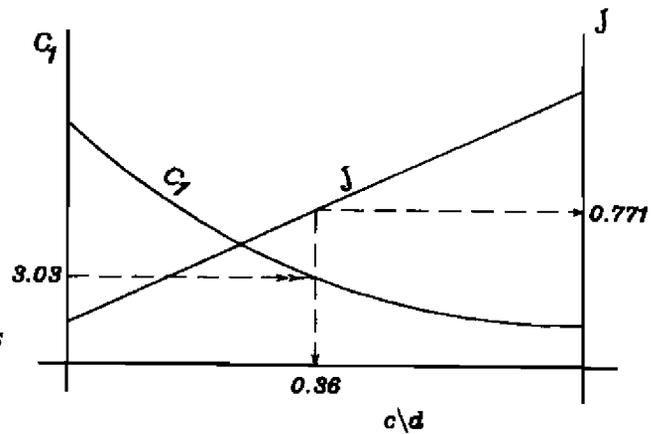
$$C_1 = d / \sqrt{M_u / f_m B} = 3.03.$$

from Chart  $\rightarrow J = 0.771$ ,

$$\frac{C}{d} \rightarrow 0.36 \left) \frac{C_{\min}}{d} = 0.125 \left( \frac{C_{\max}}{d} = 0.44. \right.$$

$$\therefore a = 0.8C = 0.8 * 0.36 * 35 = 10.08 \text{ cm} > t_s$$

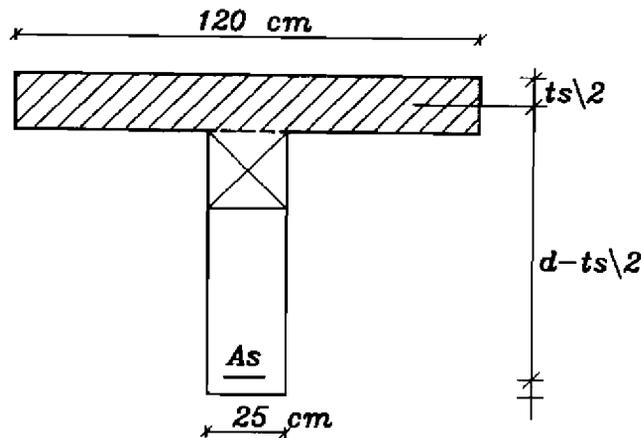
$\therefore$  Case (2).



إذا محور التعادل يقع خارج شفه القطاع مع إهمال جزء الـ ( comp ) في ( web ) .

$$M_u = T_x y_{c1} = A_s \frac{f_y}{\gamma_s} \left( d - \frac{t_s}{2} \right) = 40 \times 10^5 = A_s \frac{3600}{1.15} \left( 35 - \frac{8}{2} \right).$$

$$A_s = 41.2 \text{ cm}^2.$$



مثال ( ٩ ) :-

If  $d = 70\text{cm}$ . Calculate  $A_s$ .

$$C_1 = d / \sqrt{M_u / f_{cr} B} = 6.06.$$

- وهي قيمة عالية أكبر مما هو وارد في الـ ( Chart ) .

$$\therefore \text{Take} \left( \frac{C}{d} \right)_{\min} = 0.125 \rightarrow J = 0.826.$$

$$a = 0.8 * 0.125 * 70 = 7.0\text{cm} < t_s.$$

∴ Rectangle Section

$$\therefore A_s = \frac{M_u}{J.d.f_y} = 19.2\text{cm}^2.$$

مثال ( ١٠ ) :-

If  $d = 90\text{cm}$ . Calculate  $A_s$

$$C_1 = d / \sqrt{M_u / f_{cr} B} = 7.79$$

$$\text{Use} \frac{C}{d} /_{\min} = 0.125 \rightarrow J = 0.826.$$

$$a = 0.8 \times 0.125 \times 90 = 9.0\text{cm} > T_s.$$

إذا محور التعادل يقع خارج شفه القطاع مع إهمال جزء الـ ( comp ) في ( web ) .

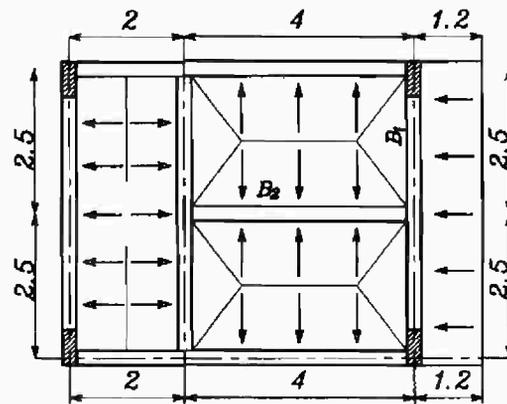
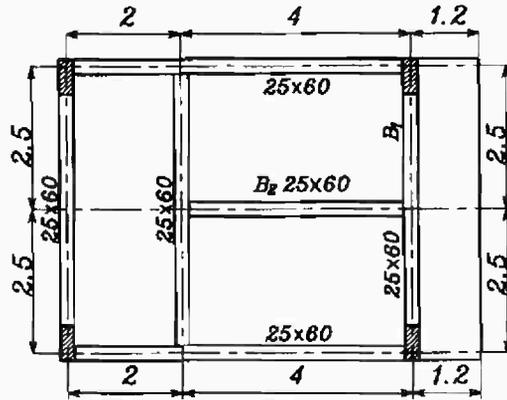
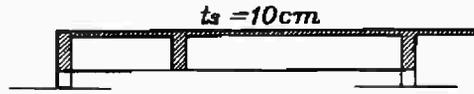
$$M_u = T_u . Y_{c,l} = A_s \frac{f_y}{\gamma_s} \left( d - \frac{t_s}{2} \right)$$

$$40 \times 10^5 = A_s \left( \frac{f_y}{\gamma_s} \right) \times \left( d - \frac{t_s}{2} \right)$$

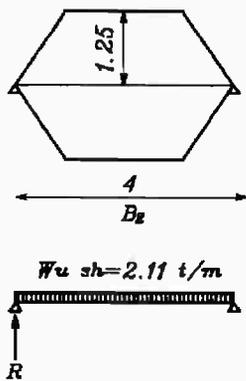
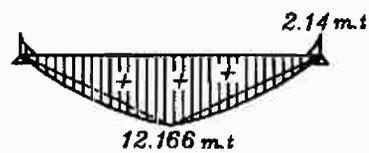
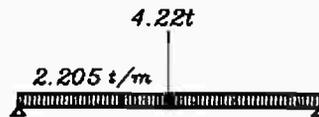
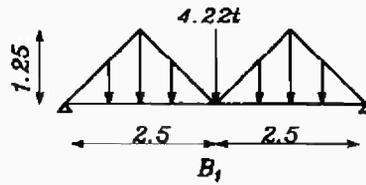
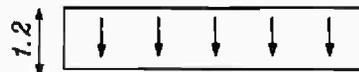
$$40 \times 10^5 = A_s \frac{3600}{1.15} \left( 90 - \frac{8}{2} \right)$$

$$A_s = 14.9 \text{ cm}^2.$$





Load Distribution



شکل (۲۰)

$$\begin{aligned}
 g_{\text{beam}} &= \text{o.w} + \text{slab load} \\
 &= 2.5 * 0.25 * 0.6 + 2 ( g_s \cdot \beta \cdot x ) \\
 &= 2.5 * 0.25 * 0.6 + 2 ( 0.4 \times 0.688 \times 1.25 ) \\
 &= 1.063 \text{ t/m}^1
 \end{aligned}$$

also

$$\begin{aligned}
 P_{\text{shear}} &= 2 ( 0.2 \times 0.688 \times 1.25 ) \\
 &= 0.344 \text{ t/m}^1
 \end{aligned}$$

فنا نلاحظ أن

$$P_{\text{sh}} < 0.75 g_{\text{sh}}$$

Ultimate factored load = 1.5 (  $g_{\text{sh}} + P_{\text{sh}}$  ) code item ( 3 - 2 - 1 - 1 ).

$$\begin{aligned}
 &= 1.5 ( 0.344 + 1.063 ) \\
 &= 2.11 \text{ t/m}^1
 \end{aligned}$$

$$W_{\text{Ush}} = 2.11 \text{ t/m}^1$$

$$\begin{aligned}
 R &= \frac{W \times L}{2} = \frac{2.11 \times 4}{2} \\
 &= 4.22 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

for B<sub>1</sub>

Load for bending

$$\begin{aligned}
 & \begin{array}{l} g_b \\ P_b \end{array} \rightarrow W_U \\
 g_b = & \begin{array}{l} \rightarrow \text{o. w} = 0.25 \times 0.6 \times 2.5 = 0.375 \text{ t/m}^1 \\ \rightarrow \text{Slab load} = 1.2 * 0.4 + \frac{2 (0.5) (2.5) (1.25) (0.4)}{5} \end{array}
 \end{aligned}$$

$$\frac{\Sigma \text{Area}}{\text{Span}}$$

لاحظ هنا أنه لا يمكن تطبيق القاعدة المعتادة ولكن نطبق قاعدة

$$g_b = 0.375 + 0.4 \left[ 1.2 + 2 \frac{(2.5 \times 1.25/2)}{5} \right]$$

$$= 1.105 \text{ t/m}^1$$

كذا

$$P_b = 0.2 \left[ 1.2 + \frac{2 \times 2.5 \times 1.25/2}{5} \right]$$

$$= 0.365 \text{ t/m}^1$$

$$P_b < 0.75 g_b \quad \text{نلاحظ أن}$$

$$\text{i.e. } W_U = 1.5 (g_b + P_b)$$

$$= 1.5 (1.105 + 0.365)$$

$$= 2.205 \text{ t/m}^1$$

$$R \text{ from } B_2 = 2.11 (4/2) = 4.22 \text{ t.}$$

$$M_{\text{max} + \text{ve}} = \frac{PL}{4} + \frac{WL^2}{8}$$

$$= \frac{4.22 \times 5}{4} + \frac{2.205 \times 5^2}{8}$$

$$= 12.166 \text{ t.m}$$

**also:**

$$\text{Max-ve} = \frac{WL^2}{24} = (2.205 \times 5^2) / 24 = 2.3 \text{ mt.}$$

## Design of section of Mid Span

T - Sec

$$B \begin{cases} 16ts + b = 16 \times 10 + 25 = 185 \text{ Cm} \\ L/5 + b = 500/5 + 25 = 125 \text{ Cm} \\ \text{C.L} \longrightarrow \text{C.L} = 120 + 200 = 320 \text{ Cm} \end{cases}$$

B = 125 Cm

Use Chart N<sup>92</sup>  $\longrightarrow$  ( C - J chart )

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_U}{f_{CU} B}}$$

$$55 = C_1 \sqrt{\frac{12.166 \times 10^5}{250 \times 125}} \quad C_1 = 8.814$$

$$c/d < (c/d)_{\min} \quad \text{take } c/d = (c/d)_{\min} = 0.125$$

$$C = 0.125 \times 55 = 6.875 \text{ Cm}$$

$$a = 0.8 C = 5.5 \text{ Cm} < ts$$

إن محور الحمول يقع داخل شفة القطاع

$$J = 0.826 \quad \text{وهي القيمة المناظرة لـ } c/d_{\min}$$

$$A_s = \frac{M_U}{f_y J d} = 7.44 \text{ Cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \text{Smallest of } \left\{ \begin{array}{l} \frac{11}{f_y} b.d \\ 1.3 A_{req} \end{array} \right\}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{11}{3600} (25) (55) = 4.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.44 > A_{s_{\min}} \text{ Ok.}$$

Use  $4 \text{ } \overline{\text{ff}} \text{ } 16 ( A_s = 8.04 \text{ Cm}^2 )$

Or  $3 \text{ } \overline{\text{ff}} \text{ } 18 ( A_s = 7.63 \text{ Cm}^2 )$

Design of Section at the Support Rectangle Section:

$$M_U = 2.3 \text{ m.t.}$$

$$M_U = \frac{0.67 f_{cu}}{\gamma_c} \cdot a \cdot b (d - a/2)$$
$$2.3 \times 10^5 = \frac{0.67 \times 250}{1.5} \times 25 \times a (55 - a/2)$$

$$2.14 \times 10^5 = 153541.67 a - 1395.83 a^2$$

$$a^2 - 110 a + 164.77 = 0$$

$$a = \left( 110 \pm \sqrt{(110)^2 - 4 \times 153.3} \right) / (2 \times 1)$$
$$= 1.52 < 0.1 d$$

take  $a = 0.1 d = 5.5 \text{ Cm}$

$$M_U = A_s \frac{f_y}{\gamma_s} (d - a/2)$$
$$2.3 \times 10^5 = A_s \frac{f_y}{\gamma_s} (55 - 5.5/2)$$

$$A_s = 1.4 \text{ Cm}^2$$

**But**

$$A_{s_{\min}} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{11}{f_y} b \cdot d = 4.2 \text{ cm}^2 \\ 1.3 A_{\text{req}} = 1.3 \times 1.3 \cong 1.7 \end{array} \right.$$

أيهما أقل

and also  $A_s \nless 0.15 / 100 b \cdot d$

$$\nless 2.06 \text{ Cm}^2$$

$$A_s = 2.06 \text{ cm} = 2 \text{ \textcircled{1} } 12$$

## The moment of resistance

### The Section at midspan:

$$M_U = 12.166 \text{ m.t}$$

$$A_{S_{\text{req}}} = 7.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{chosen}}} = 8.04 \text{ cm}^2 (4 \phi 16)$$

$$M_{UR} = \frac{M_U}{A_{S_{\text{req}}}} \times A_{S_{\text{chosen}}} = \frac{12.166}{7.44} \times 8.04 = 13.147 \text{ m.t.}$$

$$M_{UR} (1\phi 16) = M_{UR} / 4 = 3.28 \text{ m.t.}$$

### The section at support

$$M_U = 2.3 \text{ m.t}$$

$$A_{S_{\text{req}}} = 2.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{chosen}}} = 2.26 \text{ cm}^2 (2\phi 12)$$

$$M_{UR} = \frac{M_U}{A_{S_{\text{req}}}} \times A_{S_{\text{chosen}}} = 2.52 \text{ m.t.}$$

مقدمة :

من المفترض أن يقوم المهندس المصمم بتصميم القطاع الخرساني ليؤمنه ضد أنواع الانهيارات المختلفة المتوقع حدوثها تحت تأثير الأحمال الواقعة على المنشأ حالياً أو مستقبلاً ، ومن هذه الأنواع انهيار القص ( Shear Failure ) . وهذا النوع من الانهيار يمكن أن يكون في العادة نتيجة قوي القص المصاحبة لعزوم الانحناء ويضاف إليها أحياناً قوي محورية . ومن المفترض أن يأخذ المهندس المصمم في اعتباره هذا النوع من الانهيار بوضع احتياطات مناسبة في القطاع في المناطق التي تظهر فيها مثل هذه الأنواع من القوي .

### إجهادات الشد الرئيسية :

كما تم دراسته في علم نظرية الإنشاءات فإن هناك ما يسمى بإجهادات الشد الرئيسية ، فإذا تعرضت نقطة إلى إجهاد شد  $f_t$  ، وتعرضت أيضاً لإجهاد قص  $q$  فيمكن حساب إجهاد الشد الرئيسي  $f_{t(max)}$  شكل ( ٢٦ ) من العلاقة الآتية : -

$$F_{t(max)} = \frac{1}{2} f_t + \sqrt{\left(\frac{1}{2} f_t\right)^2 + q^2}.$$

وهذه القيمة من إجهادات الشد تكون في اتجاه ليس اتجاه  $f_t$  ولا  $q$  بل في اتجاه جديد بزاوية حيث :

$$\tan.2 \alpha = \frac{2q}{f_t}.$$

ومن المتوقع أن تكون  $f_{t(max)}$  ذات قيمة أكبر من  $f_t$  وأكبر من  $q$  وهي تساوي  $f_t$  تقريباً إذا كانت قيم  $q$  منخفضة ( قريباً من حافة القطاع السفلية وقرب منتصف البحر في حالة الكمرات المحملة بحمل منتظم ، وحينئذ تكون  $f_{t(max)}$  ذات اتجاه أفقي .

كذلك تصبح  $f_{t(max)}$  تساوي  $q$  تقريباً إذا كانت  $f_t$  منخفضة وذات اتجاه  $= 45^\circ$  على المحور الأفقي للكمرة ويحدث ذلك قريباً من الركائز ، وكما نعلم فإن مقاومة الخرسانة في الشد ضعيفة ولذلك فإن إجهادات الشد الرئيسية هي السبب المباشر في شروخ القطاعات الخرسانية شكل ( ٢٧ ) .

وكما هو ملاحظ من شكل ( ٢٦ ) أن اتجاهات الشروخ دائما عمودية علي اتجاهات اجهادات الشد الرئيسية ، وعليه يضع المهندس المصمم حديد التسليح عموديا علي اتجاه الشرخ أو في اتجاه  $f_t$  لمقاومة ظاهرة التشريح ( لاحظ أن اتجاه  $f_t$  هي نفسها اتجاهات المماس لمنحني العزوم الحائيه بالكرة ، وأن اتجاهات الشروخ المحتملة هو الاتجاه العمودي علي ميل المماس لمنحني العزوم الحائيه ، شكل ( ٢٧ ) .

### مقاومة قوي القص :

يمكن للخرسانة ذاتها أن تتحمل قيمة محددة من قوي القص نتيجة مقاومة حبيبات الركام للانزلاق حيث تظهر احتكاكات بين هذه الحبيبات تقاوم هذا النوع من القوي وتسمى هذه الظاهرة Shear transfer by aggregate interlock والتي تتوقف قيمتها علي حالة الشروخ واتساعها . ولقد حدد الكود المصري لتصميم المنشآت الخرسانية قيمة مشاركة الخرسانة نفسها في تحمل قوي الشد بالعلاقة.

$$q_{cu} = 0.75 \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}}$$

فإذا زادت قيمة اجهادات القص عن تلك القيمة وجب في هذه الحالة تزويد الكرة بتسليح قص Shear reinforcement يكون بقيم وبشكل مناسبين وبشكل يتوافق مع اتجاهات هذه الاجهادات شكل ( ٢٨ )

### ويقوم تسليح القص بوظائف منها :-

- ١ - المساهمة في تحمل جزء من قوي القص .
  - ٢ - المساهمة في عدم اتساع الشروخ مما يقوي من أثر الاحتكاك بين حبيبات الركام ويمنع انزلاقها فتصبح قادرة علي حمل قوي قص كبيرة .
  - ٣ - التغاف الكانات ( المقاومة لقوي القص ) حول القطاع تحسن من مقاومته سواء في ناحية الضغط أو الشد مما يرفع من كفاءة القطاع في تحمل الاجهادات المعرض لها بصفة عامة .
- وإذا اعتبرنا أن إجهاد القص الذي يقوم حديد القص بمقاومته =  $q_s$  فإن المفترض أن تكون اجهادات القص الكلية التي يجب مقاومتها :

$$q_{total} = q_{cu} + q_{su}$$

إلا أن قيمة  $q_{cu}$  التي يسمح بها الكود تم تخفيضها إلى ٥٠ % من قيمتها بغرض تكبير قيمة  $q_{su}$  لتحقيق هامش أمان مناسب لذا أصبحت المعادلة :

$$q_t = \frac{1}{2}q_{cu} + q_{sv}$$

#### حساب كمية تسليح القص ومكانه الأمثل :-

كما هو معلوم من دراسة نظرية الإنشاءات أن قيمة اجهدات القص على القطاع  $q = \frac{Q}{bd}$  ، حيث  $b, d$  هي الأبعاد الهندسية للنقطة فإذا تجاوزت هذه القيمة قيمة  $q_{cu}$  فيجب في هذه الحالة تزويد الكمره بتسليح جذعي لمقاومة هذه الاجهدات الزائدة ، كما يجب أن يتم رص هذا الحديد بحيث لا يتعدى الشرخ المائل كامل عمق الكمره بل يجب أن يقطع الحديد هذا الشرخ شكل ( ٢٩ ) .

وكما هو واضح من شكل ( ٤ ) فإن أي شرخ مائل في المنطقة ( X ) يجب مقاومته وأن السليخ لو زحزح يساراً كما في شكل ( ٤ - أ ) فسيتمد الشرخ بكامل عمق الكمره ويصبح التسليح غير فعال وعليه فيجب تجنب أن يتقاطع التسليح المكسح أو الكانات مع الشرخ المائل قرب قمته ، لذا ينص الكود علي أن الشرخ المائل يجب أن يقطع التسليح المكسح عند منتصف ارتفاع الكمره وعليه يكون طول

$$X^- = \frac{d}{2}(1 + \cot \beta) = \text{المنطقة الفعالة التي يمر بها السليخ المكسح}$$

وينص الكود أيضاً ألا يزيد نصيب الصف الواحد من الأسياخ المكسحه عن نصيب الخرسانة في تحمل قوي القص  $q_{sb} \leq q_c$  ، كما ينص الكود أيضاً علي أن يكون حساب إجهاد القص اللازم لتحديد قيمة تسليح القص عند القطاع الحرج وهو القطاع الذي يبعد  $d/2$  من وجه الركيزة شكل ( ٣٠ ) .

#### حالة خاصة :

في حالة الكمرات الثانوية المرتكزة علي كمرات رئيسية علي مسافة أقل من أو تساوي  $d/2$  من وجه الركيزة شكل ( ٣٠ ) فيجب حساب إجهاد القص الأقصى عند وجه الركيزة وتعامل الكمرات المعلقة من نهايتها بنفس الأسلوب ، شكل ( ٣٠ ) .

ورغم أن تسليح القص يظل غير مجهد حتى يظهر شرخ مائل فتحدث زيادة مفاجئة في الاجهاد يتحملها هذا التسليح لذا فإنه يجب توفير الحد الأدنى في قيمة تسليح القص بحيث لا يحدث خضوع في الحديد نتيجة هذه الزيادة المفاجئة وهذه القيمة لها حالتان :

في حالة :

$$q_{cu} \geq q \geq 0.5q_{sc}$$

$$\mu_{min} = 4/f_y$$

$$A_{s_{min}} = \frac{3.5b.s}{0.87f_y}$$

في حالة :

$$0.5q_c > q > 0.0$$

$$\therefore A_{s_{min}} = 0.15\% \text{ ( mild steel ) .}$$

$$= 0.1\% \text{ ( H.G. steel ) .}$$

ويشترط الكود أن لا يقل تسليح القص على هيئة الكانات عن  $5q/6/m$  ، كما يشترط أن لا يتعرض

$$q_{v_{max}} = 2.2 \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}}$$

OR :  $30 \text{ kg/cm}^2$ .

القطاع بحال من الأحوال لقيمة إجهاد قص أكبر من

وذلك حتى لا يصبح القطاع . Over reinforced sec . في القص مما قد يسبب انهياراً في الضغط نتيجة وصول الخرسانة في ناحية الضغط إلى القيمة القصوى لمقاومتها قبل وصول حديد القص إلى حد الخضوع مما يسبب انهيار قصف للخرسانة في منطقة الضغط وتهشيمها وهو انهيار غير مرغوب فيه شكل ( ٣١ ) .

مثال :-

الكرة البسيطة الموضحة بالشكل ( ٣٢ ) مطلوب تصميم تسليح القص لها في حالات ثلاث :

١ - عرض الكرة ( ٤٠ سم ) .

٢ - عرض الكرة ( ٢٥ سم ) .

٣ - عرض الكرة ( ١٢ سم ) .

$$f_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2, f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2. \text{ : علما بأن}$$

Case (1) :-

الحل :

$$d = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$$

$$Q = 7.5(5/2) - 7.5(0.25/2 + 0.55/2) = 15.75 \text{ t}$$

$$q = \frac{Q}{b.d} = \frac{15.75 \times 10^3}{40 \times 55} = 7.16 \text{ kg/cm}^2 \therefore q < q_{cu} \text{ where } (q_{cu} = 8.75 \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} = 9.68 \text{ kg/cm}^2)$$

إذا القص يمكن تحمله عن طريق الخرسانة نفسها ويكتفى بوضع الحد الأدنى من حديد القص :

$$A_{st} = \frac{0.15}{100} * b * s = \frac{0.15}{100} * 40 * 20 = 1.2 \text{ cm}^2. (5\%6/m^-)$$

$$\text{Check } \mu_{\min} = \frac{4}{f_y} = \frac{4}{2800} = 0.0014, \therefore A_{st} = 0.0014 * b * s = 0.0014 * 40 * 20 = 1.14 \text{ cm}^2.$$

لاحظ أن الكود يطلب 4 فروع لأن  $b \geq 40$  ، وعليه يمكن اختيار كانة قطر 8 مم ذات أربعة فروع

$$\therefore A_{st} = 0.503 * 4 = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \therefore O.K$$

ويمكن اختيار ترتيب آخر وهو كانات 10 Ø 5 مم ذات فرعين

$$\therefore A_{st} = 0.785 * 2 = 1.57 > 1.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \therefore O.K$$

### Case (2) : ( شكل ٣٣ )

$$q = \frac{Q}{b.d} = \frac{15.75 * 10^3}{25 * 55} = 11.45 \text{ kg/cm}^2$$

( $q_{cu} = 9.68$ )

وعليه فالقطاع يحتاج إلى كانات بحيث تقاوم قيمة  $q_s$   
وهنا نلاحظ أن :

$$q_s = q - q_c / 2 = 11.45 - \frac{9.68}{2} = 6.61 \text{ kg/cm}^2$$

assume :  $S = 20$ .

$$\therefore q_s = \frac{\text{force}}{\text{Area}} = \frac{A_s \frac{f_y}{\gamma_s}}{b * s} \rightarrow \therefore 6.61 = \frac{A_s * \frac{2800}{1.15}}{25 * 20}$$

$$\therefore A_s = 1.36 \text{ cm}^2.$$

Use 5  $\phi 10/m^-$  two branches  $A_{st}$  choosen = 1.57  $\text{cm}^2$ .

شکل ( ٣٤ ) : Case (3)

$$q = \frac{Q}{b.d} = \frac{15.75 * 10^3}{12 * 55} = 23.86 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\therefore q \gg q_{cu} (23.86 > 9.68)$$

$$\text{but : } q < q_{u \text{ max}} \rightarrow \text{where } q_{u \text{ max}} = 2.2 \sqrt{\frac{250}{1.5}} = 28.4 \text{ kg/cm}^2.$$

• حيث يجب تجنب أن تزيد قيمة q عن  $q_{\text{max}}$

إذا احتاج القطاع إلى كانات تقاوم قيمة قص  $q_s$  :

$$q_s = q - \frac{q_c}{2} = 23.86 - \frac{9.68}{2} = 19.02 \text{ kg/cm}^2.$$

$$q_s = 19.02 \text{ kg/cm}^2.$$

هذه القيمة يمكن مقاومتها بأكثر من طريقة

أولا : الكانات  $5 \text{ } \emptyset 8 / \text{م}$  ، حيث :

$$q_1 = A_s \frac{f_y}{\gamma_s} b.s$$

$$= \frac{1.06 * \left( \frac{2800}{1.15} \right)}{12 * 20} = 10.55 \text{ kg/cm}^2.$$

ثانيا : كانات إضافية

$$q_2 = 19.02 - 10.55 = 8.47 \text{ kg/cm}^2 (\text{additional stirrups}).$$

$$= 8.47 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\therefore q_2 = A_s \frac{f_y}{\gamma_s} b.s$$

حيث يمكن استخدام كانات  $8 \text{ } \emptyset$  بمسافات  $S$

$$\therefore 8.47 = \frac{1.06 * \left[ \frac{2800}{1.15} \right]}{12 * S}$$

$$\therefore \rightarrow S = 25 \text{ cm}.$$

وهو ما يساوي كانات  $4 \text{ } \emptyset 8 / \text{م}$

• وعليه يكون إجمالي الكانات المطلوبة التي تقاوم  $(q_1 + q_2) = 9 \text{ } \emptyset 8 / \text{م}$

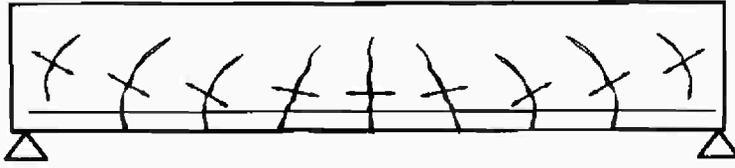
أو يمكن استخدام الأسياخ المكسحة بدلاً من الكانات الإضافية  $4 \text{ } \emptyset \text{ } 8 \text{ م}$  وعليه يكون :

$$8.47 = \frac{A_{sb} * f_y}{b.d/\sqrt{2}}$$

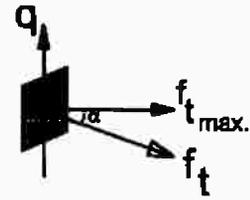
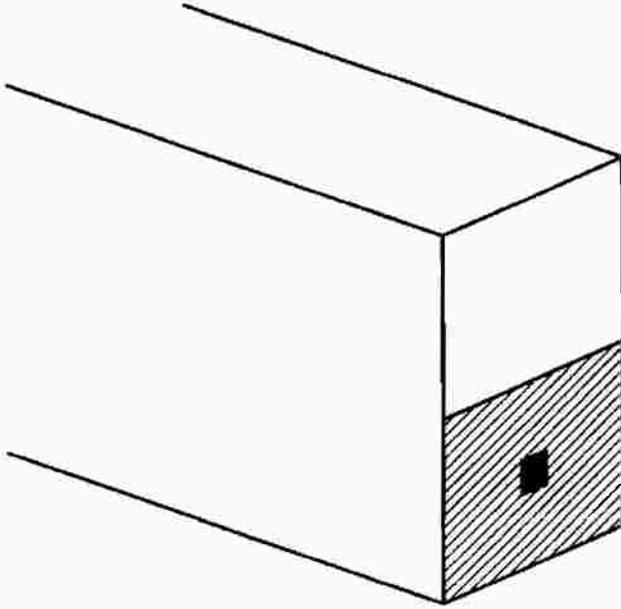
حيث يلاحظ أننا عوضنا بدلاً من  $s$  في حالة الكانات بـ  $d/\sqrt{2}$  للحصول على مساحة مقطع الأسياخ المكسحة المطلوبة لمقاومة قوي القص الإضافية  $q_s$  .

$$\therefore A_{sb} = 3.25 \text{ cm}^2.$$

حيث يمكن وضع  $16 \text{ } \emptyset \text{ } 2$  لكل صف علي صفيين يخدم كل صف مسافة  $d$  .



اتجاه اجهادات الشد الرئيسية  
في الكمرات البسيطة



$$f_{t \max} = f_t/2 + \sqrt{(f_t/2)^2 + q^2}$$

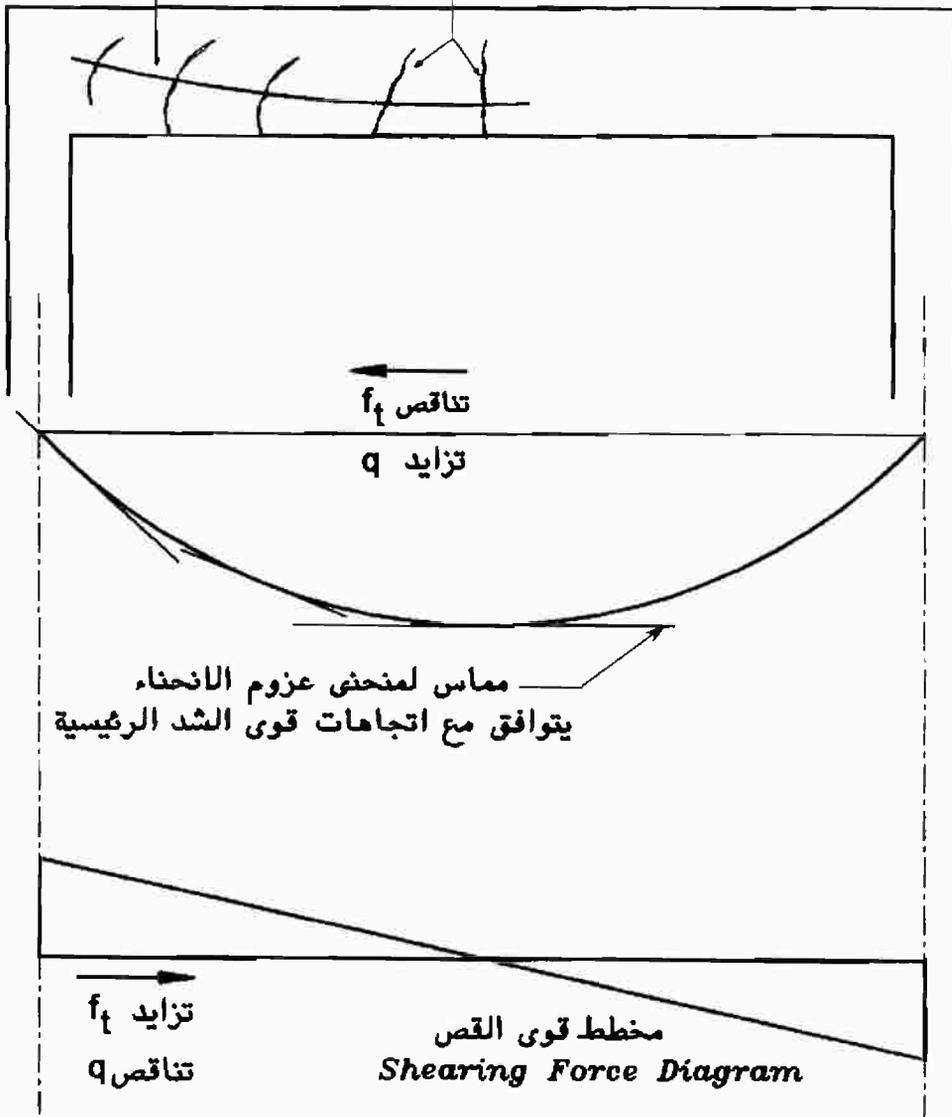
وتميل بزاوية  $\alpha$  على المحور الافقى حيث

$$\tan 2\alpha = 2q / f_t$$

شكل (٣) اجهادات الشد الرئيسية

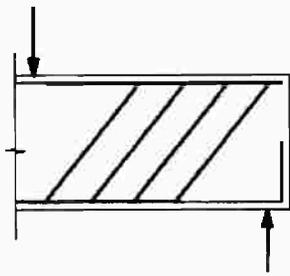
اتجاه قوى الشد الرئيسية

اتجاهات الشروخ

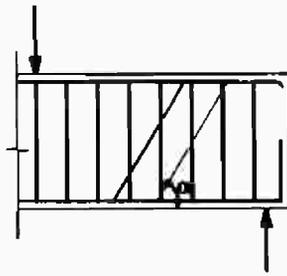


شكل (٢٧)

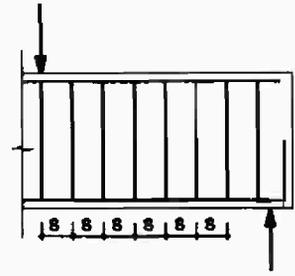
اتجاهات قوى الشد الرئيسية و الشروخ  
المتوقعة في كمرة بسيطة .



ج- كانات مائلة



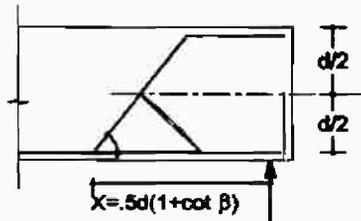
ب- أسياخ مكسحة و كانات عمودية



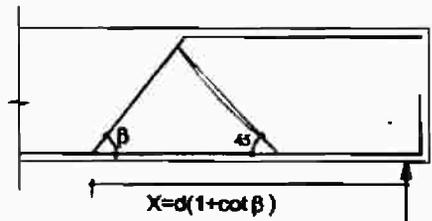
أ- كانات عمودية

### أشكال التسليح الجذعي في الكمرات

شكل (٢٨)



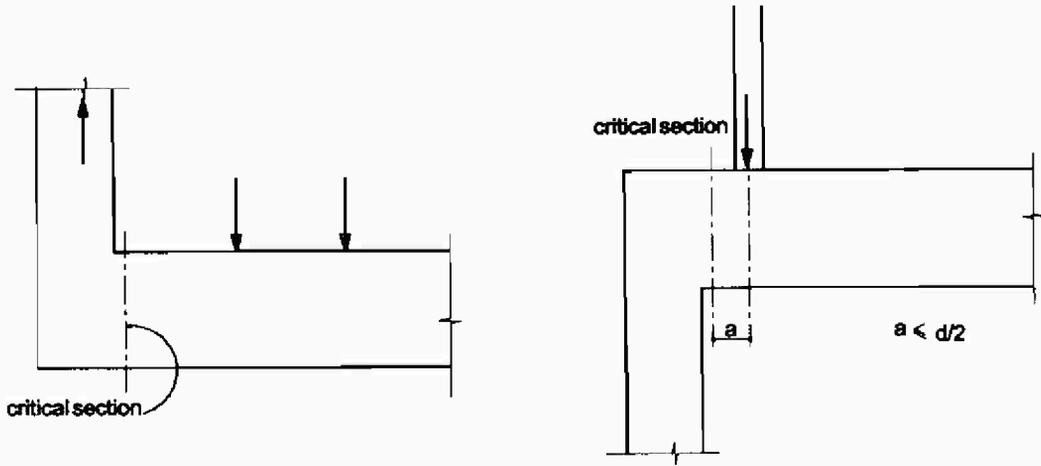
ب- المنطقة الفعالة طبقا للكود  
( تقاطع الحديد المكسح مع الشرخ  
في منتصف الكمرة )



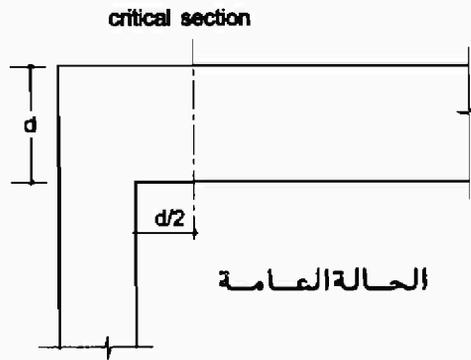
أ- المنطقة الفعالة نظريا  
( تقاطع الحديد المكسح مع الشرخ  
عند نهاية الشرخ في منطقة الضغط )

شكل (٢٩)

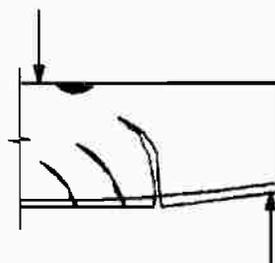
### المنطقة الفعالة لتأثير سويخ مكسح



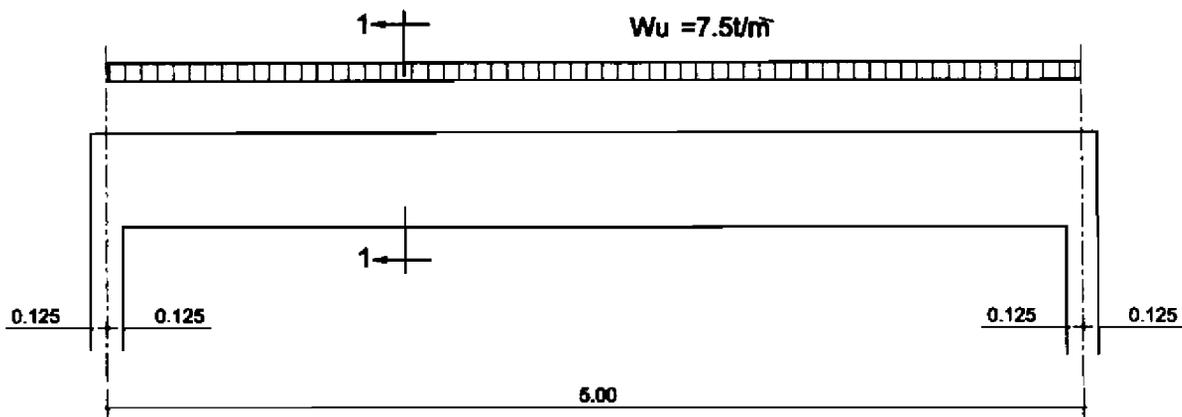
حالات خاصة للقطاع الخارج في القص عند وجه الركيزة



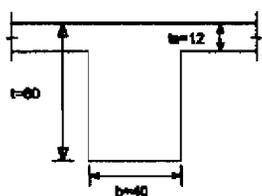
القطاع الخارج للقص  
شكل (٣٠)



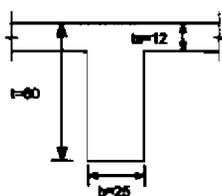
انهيار القص والضغط  
شكل (٣١)



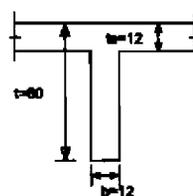
**Beam B1**



case (1)

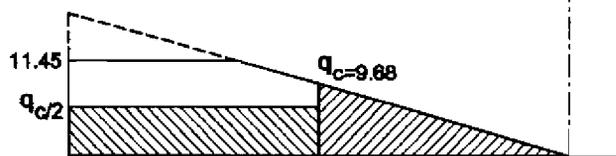
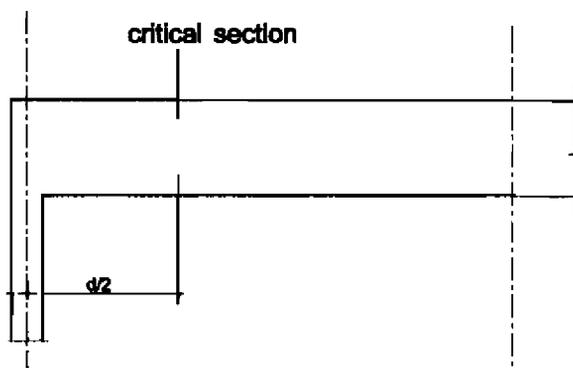
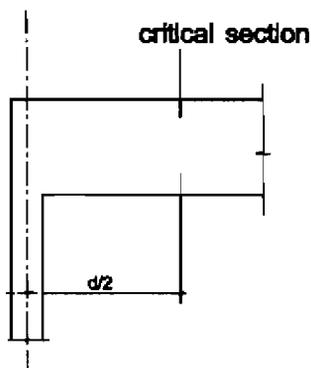


case (2)



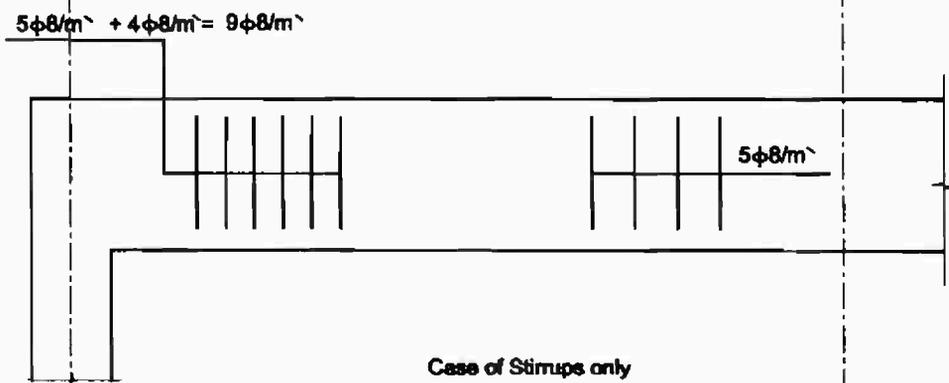
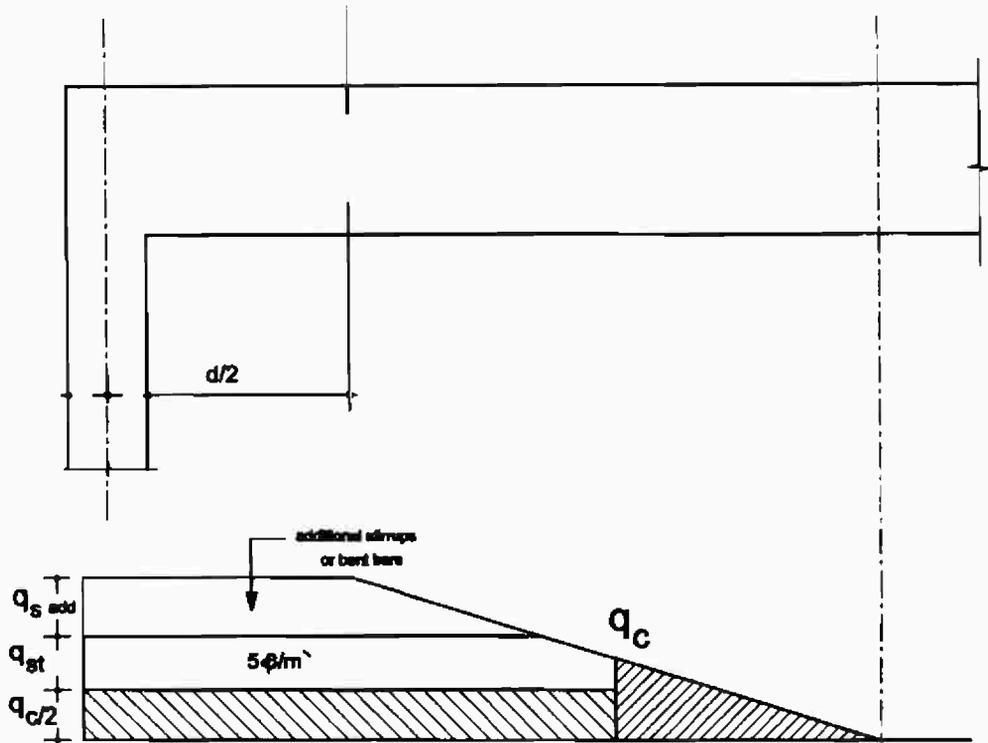
case (3)

شکل (۳۲)

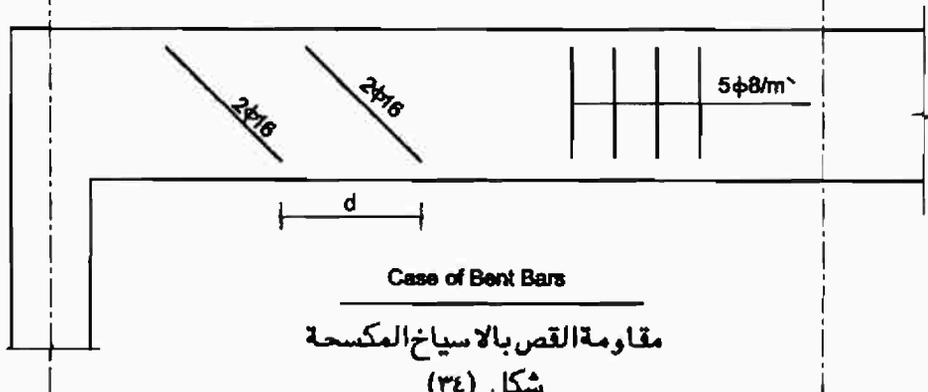


شکل (۳۳)

critical section



مقاومة القص بالكانات فقط



مقاومة القص بالاسياخ المكسحة

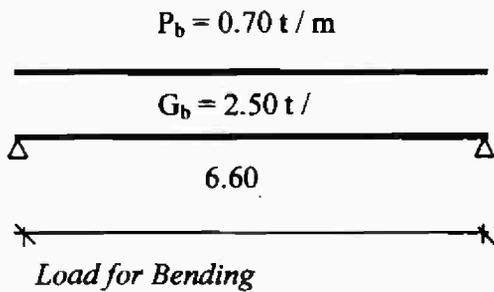
شكل (٣٤)

**Example:**

For the beams given in the figure: -

It is required to: -

- 1 - Draw the absolute bending moment diagrams.
- 2 - Draw the shearing force diagrams.
- 3 - Design the critical sections.
- 4 - Check shear stresses and calculate the required shear reinforcement, if any .
- 5 - Draw the beams to a convenient scale showing all concrete dimensions and reinforcement details in elevation and cross section.



**Solution:**

Figure shows the equivalent loads for bending moments and for shearing forces acting on the simple beam.

**Data: -**

- Concrete characteristic strength =  $250 \text{ kg / cm}^2$  .
- Steel yield stress =  $2800 \text{ kg / cm}^2$  .

**Solution:**

For simple beams :

$$d \geq L/14$$

$$d \geq 50 \text{ cm}$$

table ( 4 - 10 ) E.C.P

Effective Span : - let col dimension  $25 * 25$  an  $\therefore l_{clear} = 6.60 - 0.25 = 6.35 \text{ m}$ .

$L_{eff}$  = smallest of :

- distance C .L to C.L =  $6.60 \text{ m}$  .
- clear span + d =  $6.35 + 0.50 = 6.85 \text{ m}$  .
- $1.05 * \text{clear span} = 1.05 * 6.35 = 6.67 \text{ m}$  .

$$\therefore L_{eff} = 6.60 \text{ m}.$$

( 6-3-1-2 ) .E.C.P

**Straining Action:**

$$w_{bu} = 1.4 \times 2.5 + 1.6 \times 0.7 = 4.62t/m.$$

$$w_{su} = 1.4 \times 2.2 + 1.6 \times 0.56 = 3.98t/m.$$

$$M_{u, \max(+ve)} = 4.62 \times (6.6)^2 / 8 = 25.16mt.$$

$$M_{u(-ve)} = 4.62 \times (6.6)^2 / 24 = 8.40mt.$$

$$Q_u = 3.98(6.6/2) = 13.13t.$$

**Design of Section:**

**Section (1):- T- sec ( at mid span ) :**

$B_{eff}$  = smallest of:

- $16ts + b = 16 * 10 + 25 = 185 \text{ cm.}$
- $L/5 + b = 660 / 5 + 25 = 157 \text{ cm.}$
- C.L. to C.L. of slab = 400cm ( From plan arrangement ) ( 6-3-1-9) E.C.P

$$\therefore B = 157cm.$$

Using  $C_1 - J$  curve ( curve 2 – page 4 ) – Design Aids

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_u}{f_{cu} B}}$$

$$55 = C_1 \sqrt{\frac{25.16 \times 10^5}{250 \times 157}}$$

$$\therefore C_1 = 6.87$$

The point is outside the curve  $\therefore c/d < (c/d)_{min}$ .

$$\therefore \text{Take } c/d = (c/d)_{min} = 0.125$$

$$\therefore c = 0.125 * 50 = 6.25 \text{ cm.}$$

$$\therefore a = 8.0 * c = 0.8 * 6.25 = 5cm < ts .$$

$$\therefore J = 0.828.$$

$$A_s = M_u / ( f_y \cdot j \cdot d ) = 25.16 * 10^5 / ( 2800 * 0.828 * 55 ) = 19.73 \text{ cm}^2 .$$

$(A_s)_{min}$  = the smaller of :

$$\frac{11}{f_y} \times b \times d = \frac{11}{2800} \times 25 \times 55 = 5.40 \text{ cm}^2 .$$

$$1.3 A_s(\text{required}) = 1.3 \times 19.73 = 25.65 \text{ cm}^2$$

$$\therefore (A_s)_{min} = 5.4 \text{ cm}^2 .$$

$$\frac{0.25}{100} \times b \times d = \frac{0.25}{100} \times 25 \times 55 = 3.438 \text{ cm}^2 .$$

$$\therefore (As)_{\min} = 5.40 \text{ cm}^2 < (As)_{\text{required}} (\text{O.K})$$

$$\mu_{\max} = 1.75\%$$

Since  $a_{\max} > t$ ,

$$A_{st} = (B - b)t_s (f_{cu} / \gamma_c) / (f_y / \gamma_s) = 90.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{steel} = A_s - A_{st} = -ve (\text{O.K})$$

$$\text{Choose } A_s = (7\phi 19) = 19.90 \text{ cm}^2.$$

### Section (2):- Rect – sec ( at support ) :

$$b = 25 \text{ cm} .$$

Using  $C_1 - J$  curve ( Curve 2- Design Aids )

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_u}{f_{cu} B}}$$

$$55 = C_1 \sqrt{\frac{8.40 \times 10^5}{250 \times 25}}$$

$$\therefore C_1 = 4.743$$

$$\therefore c/d = 0.130.$$

$$\therefore J = 0.826.$$

$$As = \frac{M_u}{f_y J d} = \frac{8.40 \times 10^5}{2800 \times 0.826 \times 55} = 6.604 \text{ cm}^2.$$

$(As)_{\min}$  = the smaller of :

$$\frac{11}{f_y} \times b \times d = \frac{11}{2800} \times 25 \times 55 = 5.40 \text{ cm}^2.$$

$$1.3 As(\text{required}) = 1.3 \times 6.604 = 8.585 \text{ cm}^2.$$

$$(As)_{\min} = 5.40 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{0.25}{100} \times b \times d = \frac{0.25}{100} \times 25 \times 55 = 3.438 \text{ cm}^2 < (As)_{\min}.$$

$$\therefore (As)_{\min} = 5.40 \text{ cm}^2 < (As)_{\text{required}} (\text{O.K}).$$

$$\mu_{\max} = 1.75\%$$

$$\mu = \frac{As}{bd} = \frac{6.604}{25 \times 55} = 0.48\% < \mu_{\max} (\text{O.K}).$$

$$\text{Choose } (As) = (3\phi 19) = 8.51 \text{ cm}^2.$$

**Ultimate moment of resistance: -**

$$M_{ur} = M_u * \frac{A_{s_{chosen}}}{A_{s_{required}}}$$

Section ( 1 ) :  $m_{ur1} = 25.16 * 19.9 / 19.73 = 25.38 \text{ mt .}$

Section ( 2 ) :  $m_{ur2} = 8.40 * 8.51 / 6.60 = 10.83 \text{ mt .}$

**Development Length: -**

( 4-2-5-1)

$$L_d = [\alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot (f_y / \gamma_s) / 4 f_{bu}] \phi$$

$$\gamma_s = 1.15 \cdot \gamma_c = 1.5.$$

( eqn 4-56)

$$f_{bu} = 0.87 \sqrt{\frac{f_{ck}}{\gamma_c}} = 0.87 \sqrt{\frac{250}{1.5}} = 10.66 \text{ kg / cm}^2.$$

( eqn 4-57)

$$\eta_{bottom} = 1.0$$

$$\eta_{top} = 1.4 (\text{for } d > 30 \text{ cm}).$$

**For Tension :-**

$$\alpha = 0.75 \quad (\text{ with Hook})$$

( Table 4-7)

$$\beta = 1.00 \quad (\text{ Smooth Bars})$$

( Table 4-8)

$$L_{d(bottom)} = [0.75 * 1.0 * 1.0 (2800 / 1.15) / (4 * 10.66)] \phi = 43 \phi.$$

$$L_{d(top)} = [0.75 * 1.0 * 1.4 * (2800 / 1.15) / (4 * 10.66)] \phi = 60 \phi.$$

**Using the same equation ( 4 - 56 ) for :**

$$\alpha = 1.00 \quad (\text{ with Hook})$$

( Table 4-7)

$$\beta = 0.70 \quad (\text{ Smooth Bars})$$

( Table 4-8)

$$L_{d(bottom)} = [1.0 * 0.7 * 1.0 (2800 / 1.15) / (4 * 10.66)] \phi = 40 \phi.$$

$$L_{d(top)} = [1.0 * 0.7 * 1.4 * (2800 / 1.15) / (4 * 10.66)] \phi = 56 \phi.$$

Or we can directly use the coefficients from table (4-9):

For Tension:  $L_{d(\text{bottom})} = 40d, L_{d(\text{top})} = 56d$

For Compression:  $L_{d(\text{bottom})} = 35d, L_{d(\text{top})} = 49d$ .

Check of shear :-

(4-2-2-1)

For the case of uniform load, the critical section is at  $d/2$  from the support

(6-3-1-7)

Assume half the width of the support = 0.125 m.

$$Q_{u \max} = Q_u - w_{su} (d/2 + 0.125) \\ = 13.13 - 3.98 (0.55/2 + 0.125) = 11.54 \text{ t.}$$

$$q_u = \frac{Q_{u \max}}{bd} \quad (\text{eqn 4-13}) \\ = 11.54 \times 10^3 / (25 \times 55) = 8.4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$q_{cu} = 0.75 \sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \quad (\text{eqn 4-18}) \\ = 0.75 \sqrt{\frac{250}{1.5}} = 9.68 \text{ kg/cm}^2.$$

$$q_u < q_{cu}$$

∴ use min stirrups.

$$A_{st \min} = (4 / f_y) \cdot b \cdot s \quad (\text{eqn 4-28})$$

Where  $s \leq$  (Smaller of  $d/2$  and 20 cm) (4-2-2-1-6- )

$$\therefore s = 20 \text{ cm}$$

$$A_{st \min} = 4 \cdot 25 \cdot 20 / 2800 = 0.72 \text{ cm}^2. \quad (\text{for the two branches})$$

$$A_{st \min} = 0.36 \text{ cm}^2 \quad (\text{ for one branch } )$$

Use stirrups 5  $\phi$  8 / m.

Check of curtailment for Bottom steel: ( 4-2-5-3-b-2 )  
( Case of straight Bars only )

At the cutoff zones , the Egyptian code requires further checking of the spacing ( s ) between stirrups as follows : -

$$S \leq d / 8 \beta.$$

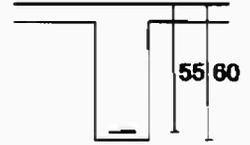
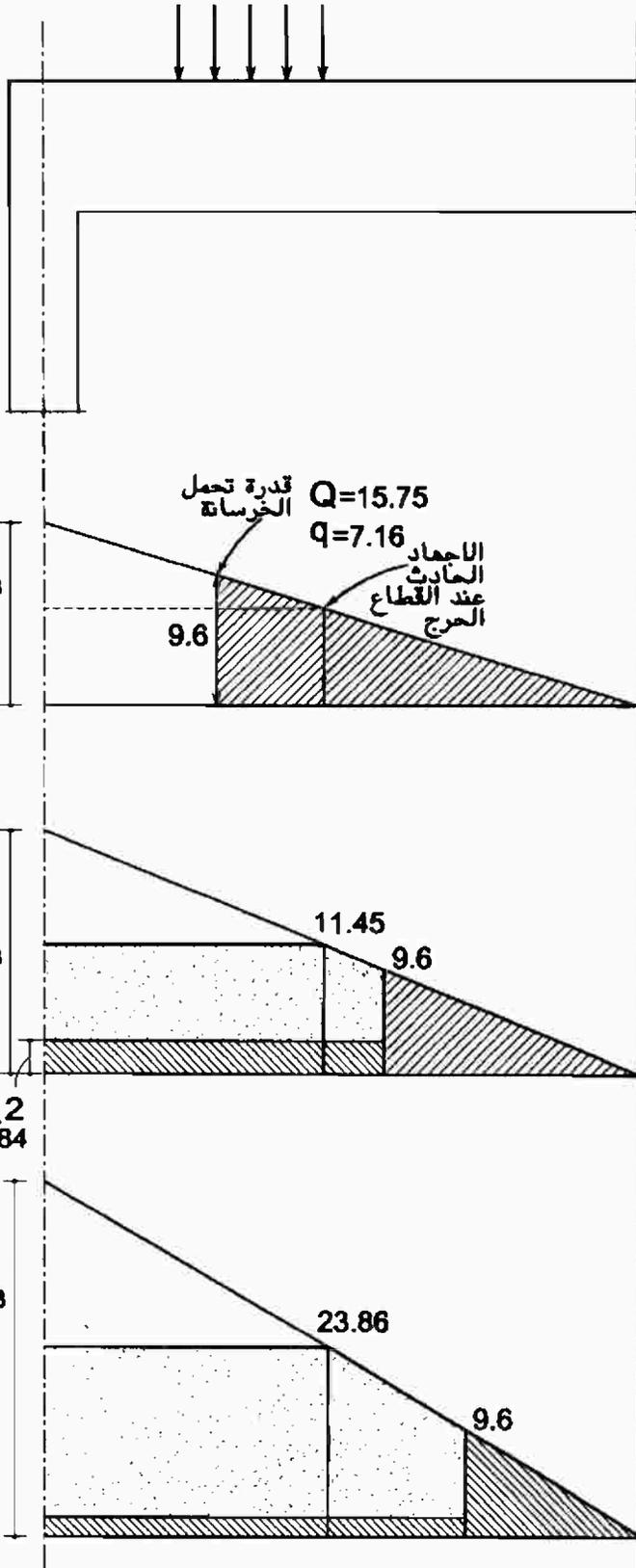
**Where:**

$$\beta = A_{s,cur} / A_{s,total} = (3\phi 19) / (7\phi 19) = 3/7$$

$$s \leq \frac{55}{8(3/7)} = 16 \text{ cm} . \quad \text{take } s = 10 \text{ cm}$$

$$A_{st, \min} = \frac{3.7 b_s}{f_y / \gamma_s} = \frac{3.7 \times 25 \times 10}{2800 / 1.15} = 0.38 \text{ cm}^2.$$

Use stirrups  $\phi$  8 / 10 cm through a distance of 0.75 d (  $\cong$  40 cm ) starting from the end of curtailed bars in the direction of maximum bending moment ( through the curtailed bars ) .

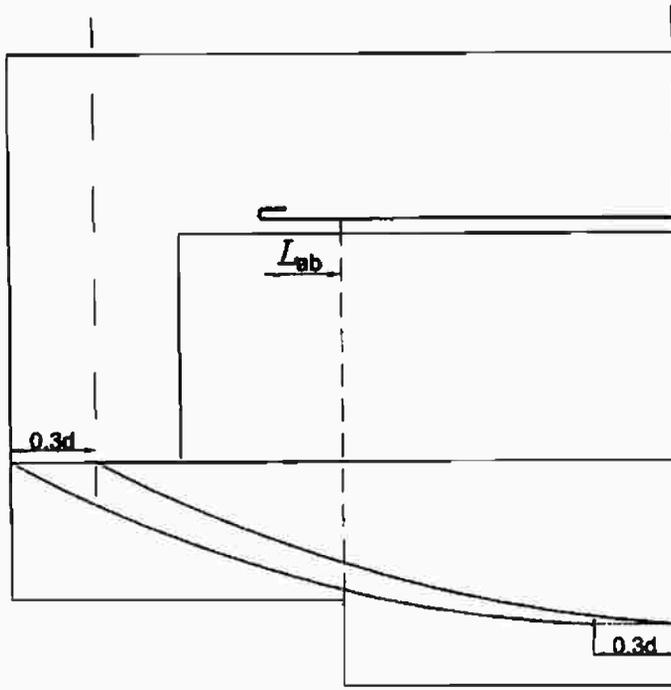


لا نحتاج لتسليح قص  
 $7.16 < 9.6$

نحتاج لتسليح قص  
 $11.45 > 9.6$

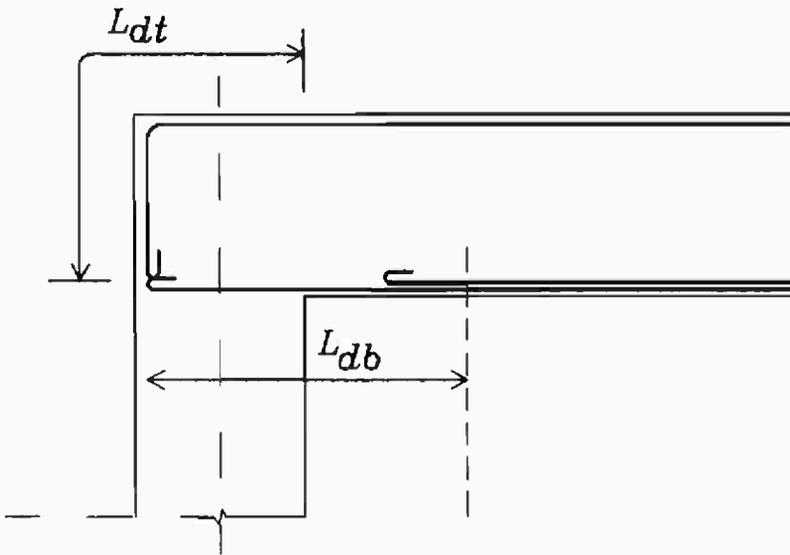
نحتاج لتسليح قص  
 $11.45 > 9.6$

شكل (٣٥)



$$L_{db} \geq < 0.7d \\ 10\phi$$

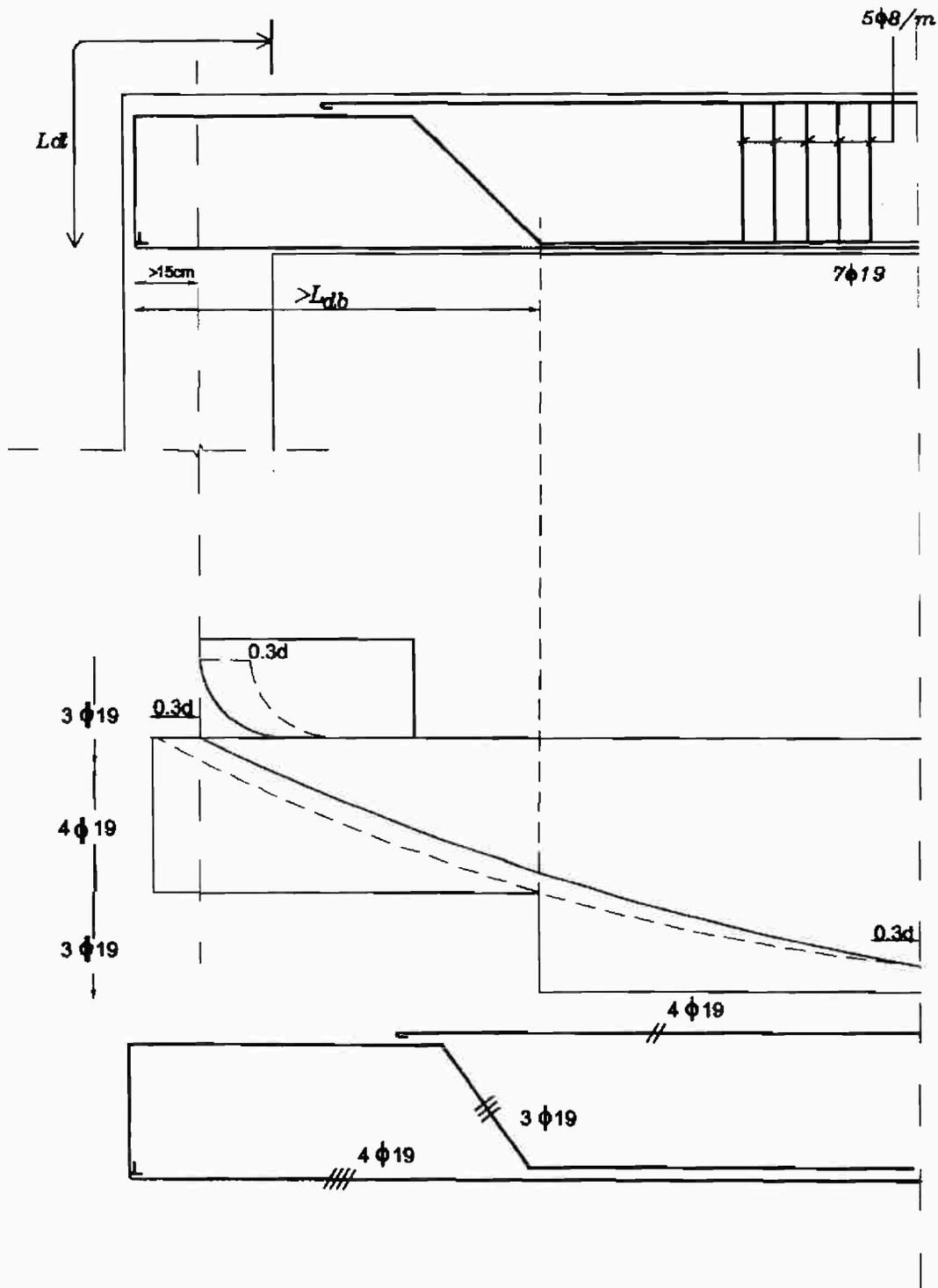
( شكل ٣٦ )



$$L_{dt} < 1.4L_{db}$$

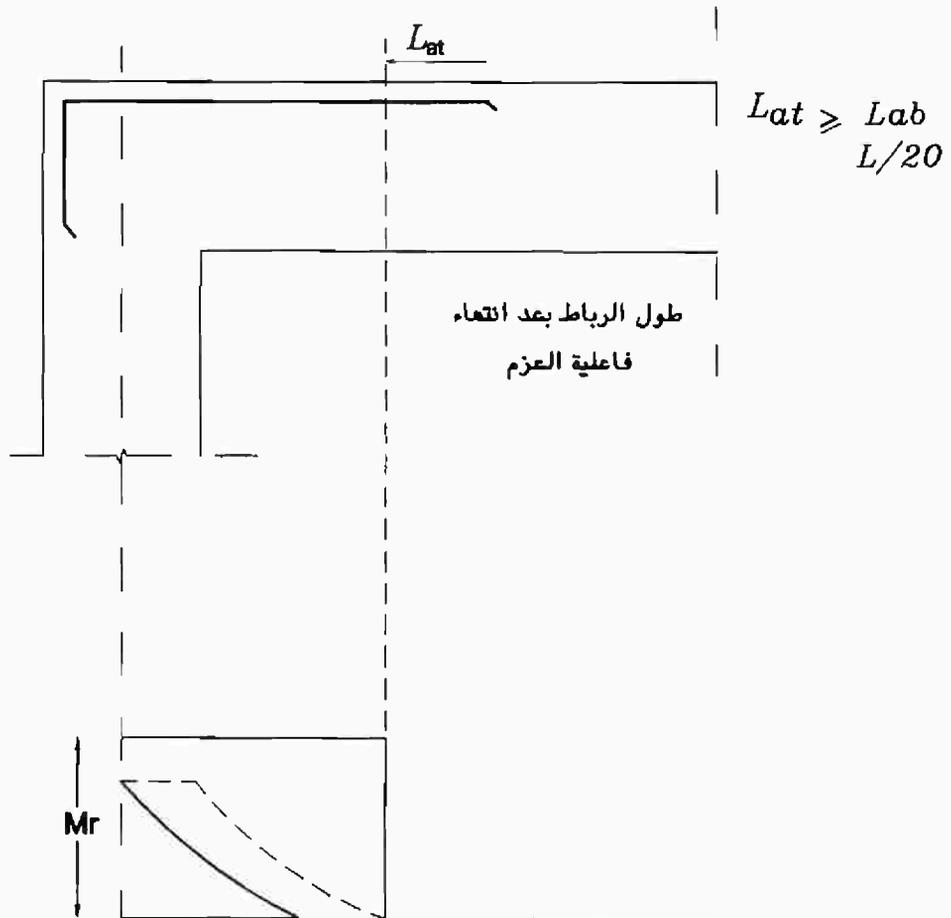
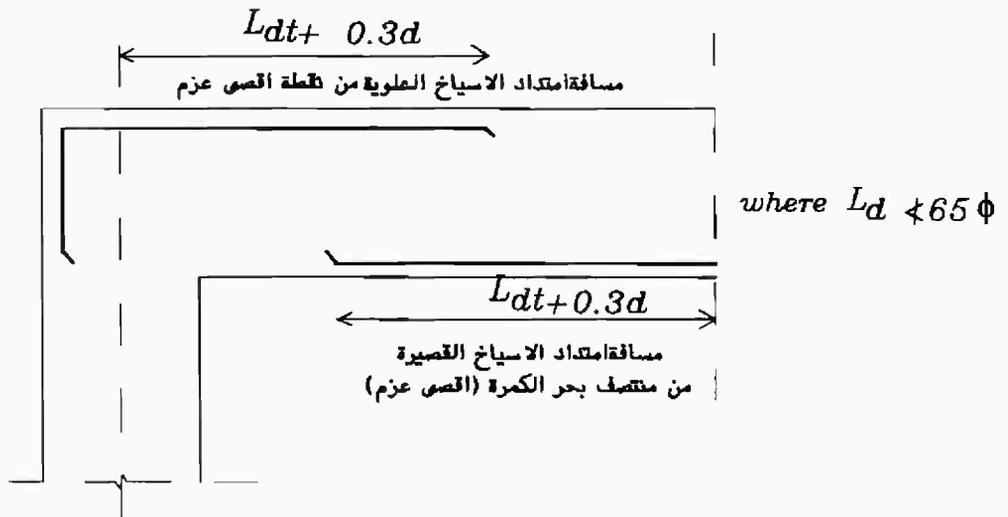
( شكل ٣٧ ) تفاصيل التسليح و مسافة الرباط  
و الوصلات باستخدام نظام الاسياخ المستقيمة فقط.

## Case of Bent Bars

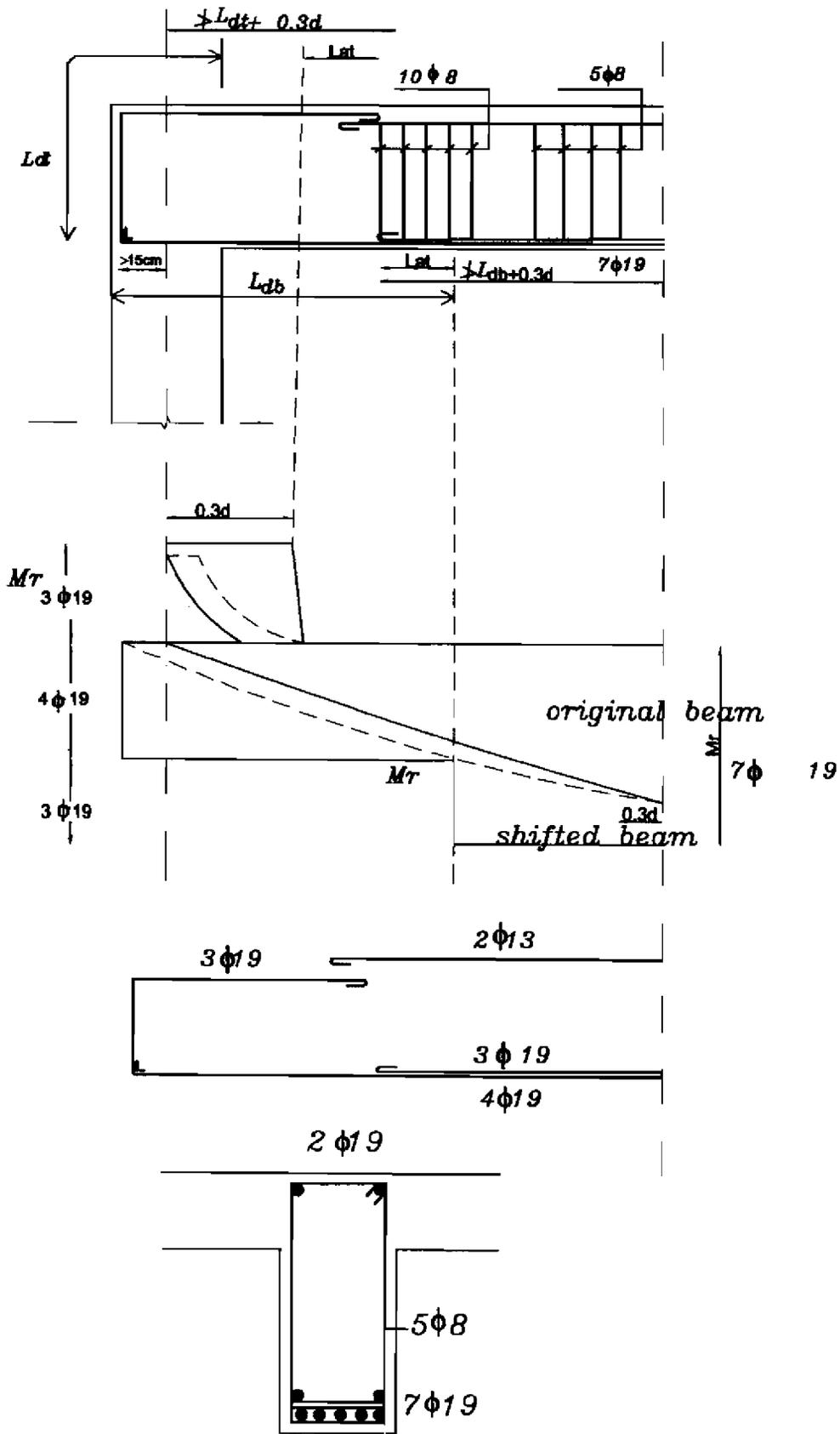


( شكل ٣٨ ) تفاصيل التسليح و مسافة الرباط  
و الوصلات باستخدام نظام الاسياخ المكسحة

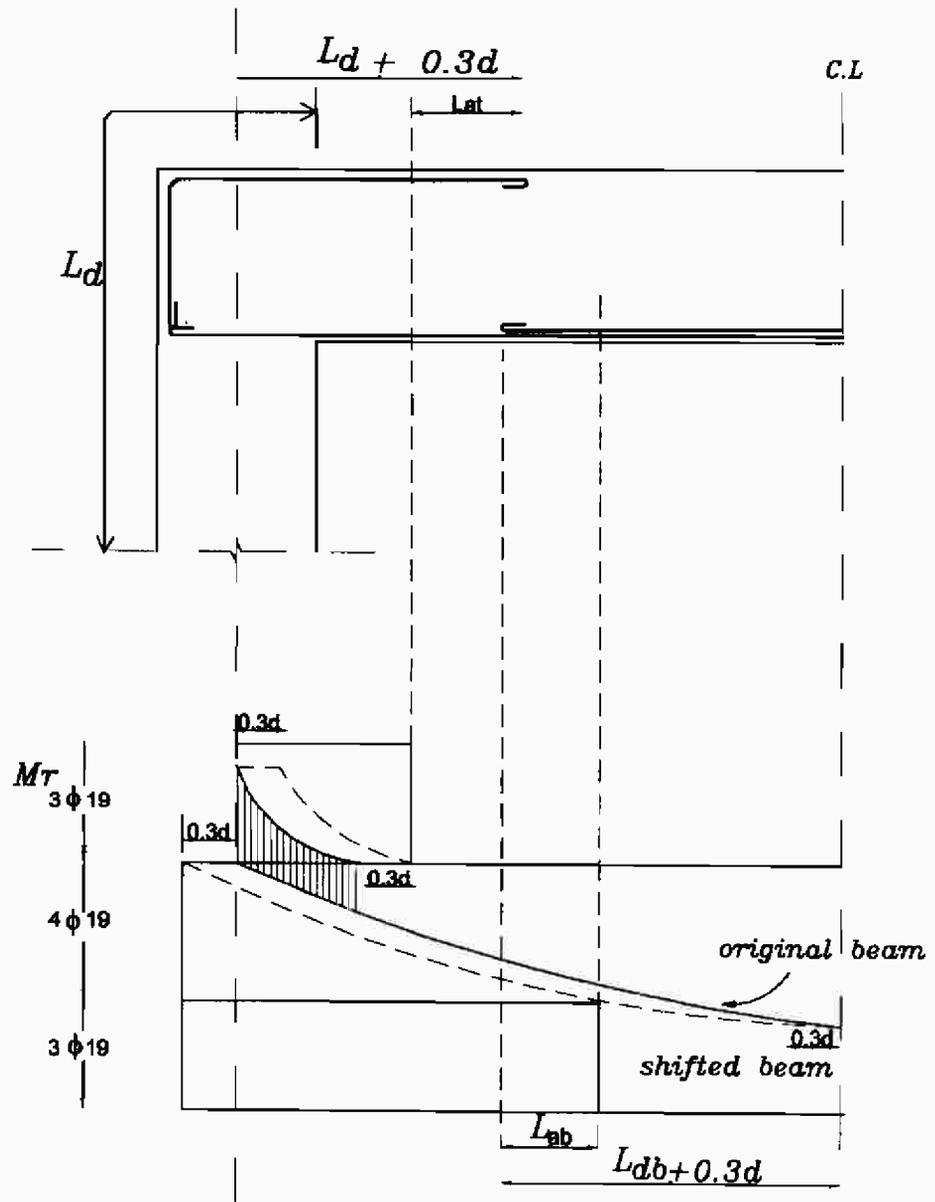
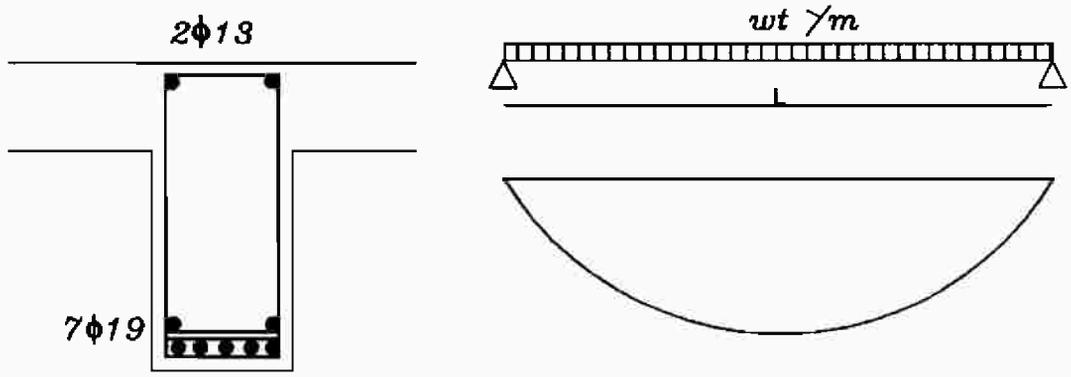
development length and simple beam reinforcement details :



( شكل ٣ )



( شکل ٤ )



( شکل ۴۱ )