

## المحتويات

### الموضوع

### الصفحة

الفصل الأول :- المواد المستعملة وخواصها : 9

1.1 الخرسانة المسلحة ..... 9

2.1 الخرسانة ..... 9

3.1 الخواص الميكانيكية للخرسانة ..... 11

4.1 التغيرات في الحجم ..... 14

5.1 حديد التسليح ..... 14

الفصل الثاني :- طرق التحليل والتصميم : 17

1.2 مقدمة ..... 17

2.2 الأحمال ..... 17

3.2 طرق التحليل ..... 20

4.2 طريقة معاملات الكود ..... 21

5.2 طرق التصميم ..... 24

6.2 صلاحية الاستخدام ..... 25

الفصل الثالث :- طريقة اجهادات التشغيل : 26

1.3 مقدمة ..... 26

2.3 تصرف العتبات الخرسانية المسلحة تحت تأثير الأحمال ..... 26

3.3 تحليل العتبات قبل مرحلة التشقق ..... 27

4.3 إيجاد عزم التشقق ..... 29

5.3 تحليل العتبات باستخدام طريقة اجهادات التشغيل ..... 31

6.3 تصميم العتبات الخرسانية المسلحة المستطيلة المقطع ..... 38

مسائل ..... 41

الفصل الرابع :- تحليل وتصميم الانحناء للعتبات : 43

1.4 مقدمة ..... 43

2.4 طريقة المقاومة ..... 43

3.4 معاملات الأمان ..... 44

4.4 توزيع الاجهادات والانفعالات ..... 47

5.4 تصنيف العتبات حسب كمية حديد التسليح ..... 49



51	6.4 الاعتبارات العملية في تصميم العتبات
54	7.4 متطلبات الكود للعتبات ناقصة التسليح
59	8.4 تحليل وتصميم العتبات المستطيلة المفردة التسليح
71	9.4 استخدام الجداول في التحليل والتصميم
74	10.4 تحليل وتصميم العتبات الخرسانية المستطيلة المقطع المزدوجة التسليح ....
91	11.4 تحليل وتصميم العتبات على شكل ( T )
108	12.4 تحليل وتصميم القاطع الخاصة
112	مسائل
118	الفصل الخامس :- القص والشد القطري
118	1.5 مقدمة
118	2.5 مفهوم اجهادات الشد القطري
121	3.5 تسليح القص للعتبات
121	4.5 مقاومة القص للعتبات
126	5.5 تصميم القص للعتبات
130	6.5 خطوات تصميم تسليح القص
139	مسائل
143	الفصل السادس :- تصميم اللي
143	1.2 مقدمة
144	2.6 مقاومة اللي للأعضاء الخرسانية غير المسلحة
146	3.6 مقاومة اللي للعتبات الخرسانية المسلحة
150	4.6 تداخل اللي والقص
151	5.6 متطلبات الكود لتصميم اللي
153	6.6 تسليح اللي
154	7.6 خطوات تصميم اللي
164	مسائل
167	الفصل السابع :- صلاحية الاستخدام للعتبات والبلاطات باتجاه واحد
167	1.3 مقدمة
167	2.7 السيطرة على التشققات
171	3.7 السيطرة على الانحراف
172	4.7 حساب الانحراف الفجائي



174	5.7 حساب الانحراف الفجائي للعتبات المستمرة .....
176	6.7 حساب الانحراف طويل الأمد .....
176	7.7 خطوات حساب الانحراف الكلي .....
178	8.7 تدقيق الانحرافات .....
186	مسائل .....
188	الفصل الثامن :- اجهادات التماسك وأطوال التثبيت .....
188	1.8 مقدمة .....
188	2.8 اجهادات التماسك للقضبان الملساء .....
189	3.8 اجهادات التماسك وأطوال التثبيت للقضبان المشوهة .....
190	4.8 طول التثبيت والعوامل المؤثرة عليه .....
191	5.8 طول التثبيت لقضبان الشد .....
198	6.8 أطوال التثبيت لقضبان الانضغاط .....
199	7.8 تثبيت قضبان الشد باستخدام الكلايب .....
205	8.8 تثبيت الاتاري .....
206	9.8 وصل قضبان التسليح .....
210	10.8 نقاط قطع وشي حديد التسليح .....
228	مسائل .....
232	الفصل التاسع :- تصميم البلاطات باتجاه واحد والعتبات المستمرة .....
232	1.9 مقدمة .....
233	2.9 تصميم البلاطات باتجاه واحد .....
241	3.9 تصميم البلاطات المضلعة باتجاه واحد .....
247	4.9 تصميم العتبات المستمرة .....
256	مسائل .....
260	الفصل العاشر :- تصميم البلاطات باتجاهين .....
260	1.10 مقدمة .....
261	2.10 تصميم البلاطات المسندة الحافات .....
262	3.10 خطوات تصميم البلاطات باتجاهين .....
273	مسائل .....



275	الفصل الحادي عشر :- تصميم الأعمدة القصيرة :
275	1.11 مقدمة.....
277	2.11 متطلبات الكود للأعمدة .....
281	3.11 المركز اللدن .....
283	4.11 تصميم الأعمدة المحملة محورياً .....
285	5.11 تحليل الأعمدة المستطيلة غير المحملة محورياً .....
289	6.11 تصنيف الأعمدة حسب نوع الفشل .....
291	7.11 حساب المقاومة التصميمية .....
292	8.11 منحني تداخل الحمل المحوري وعزم الانحناء للأعمدة .....
304	9.11 العزم حول محورين .....
308	10.11 تداخل حديد تسليح الأعمدة .....
310	مسائل .....
312	الفصل الثاني عشر :- الأعمدة الطويلة :
312	1.12 مقدمة.....
313	2.12 الأعمدة المحملة محورياً .....
314	3.12 تحديد الطول المكافئ .....
317	4.12 إهمال تأثير النحافة .....
319	5.12 إهمال تأثير الإزاحة الجانبية .....
320	6.12 طريقة الكود لاحتساب تأثير النحافة .....
322	7.12 طريقة تضخيم العزوم للهياكل المسندة .....
333	8.12 تضخيم العزوم للهياكل غير المسندة .....
344	مسائل .....
347	المصادر: .....
348	الملاحق: .....
348	أ :- الجداول .....
352	ب :- الأشكال .....
364	ج :- قائمة المصطلحات .....



## الفصل الاول

### المواد المستعملة وخواصها Materials and Properties

#### 1.1 : - الخرسانة المسلحة Reinforced Concrete

تتكون الخرسانة المسلحة من مادتين هما الخرسانة وحديد التسليح . ان تحمل الخرسانة للانضغاط جيد لكنها ضعيفة في مقاومة الشد ، عليه تزود بالحديد في مواقع معينة لمقاومة الشد .

من مزايا الخرسانة المسلحة أنها ذات مقاومة انضغاط عالية وقليلة الحاجة إلى الصيانة وعلى الأكثر تكون اقتصادية حيث يتم الاستفادة من المواد المحلية في إنتاجها ولا تحتاج إلى مهارات عالية في إنتاجها ، كما يمكن صبها بأشكال مختلفة ومقاومتها للحريق والماء جيدة . ومن عيوبها هو أن مقاومتها للشد واطنة واختلاف خواصها بسبب الاختلافات في نسب الخلط وطريقة التنفيذ ، وقد يكون استخدام القوالب مكلف كما قد تحتاج إلى إبعاد كبيرة لأعضائها لان مقاومة وحدة الوزن منها ليست عالية مما يؤدي إلى زيادة الوزن الميت .

#### 2.1 الخرسانة Concrete

تتكون الخرسانة من مادتين أساسيتين هما الركام وعجينة الاسمنت . الركام يكون على نوعين خشن وناعم . أما عجينة الاسمنت فتتكون من الاسمنت والماء . فيما يلي خواص مكونات الخرسانة باختصار .

##### 1.2.1 الاسمنت Cement

الاسمنت مادة لها خواص تلاحقية ( adhesive ) تمكنها من ربط الأجزاء المعدنية في كتلة صلبة . إن عملية التفاعل الكيميائي بين الماء والاسمنت والتي تعرف بعملية الاساهة ( hydration ) هي التي تسبب الخواص التلاحقية لعجينة الاسمنت الناتجة عن التفاعل . يتكون الاسمنت من أربعة مركبات أساسية هي :-

سليكات ثنائي الكالسيوم ( C2S ) وسليكات ثلاثي الكالسيوم ( C3S ) والومينات ثلاثي الكالسيوم ( C3A ) والومينات حديد رباعي الكالسيوم ( C4AF ) .

المركبان C2S ، C3S مسؤولان عن مقاومة الاسمنت بصورة رئيسية ، المركب C3S يشارك بدرجة كبيرة في المقاومة المبكرة خلال الأسابيع الأربعة الأولى ، أما C2S



فيشارك في اكتساب المقاومة بعد الأسابيع الأربع الأولى ، بعد سنة يشارك المركبان بالتساوي في تطور المقاومة .

أما  $C_3A$  ،  $C_4AF$  فيسببان تأثير اقل على المقاومة ، علماً أن  $C_3A$  يزيد المقاومة المبكرة واعتماداً على نسب المركبات الأساسية أعلاه يمكن إنتاج أنواع متعددة من الاسمنت البورتلاندي منها :-

- |   |                                    |
|---|------------------------------------|
| أ- الاسمنت البورتلاندي الاعتيادي          | Ordinary portland cement           |
| ب - الاسمنت البورتلاندي سريع التصلب       | Rapid hardening portland cement    |
| ج - الاسمنت البورتلاندي المنخفض الحرارة   | Low heat Cement                    |
| د - الاسمنت البورتلاندي المقاوم للكبريتات | Sulphate resisting Portland Cement |
| هـ - الاسمنت البورتلاندي المعدل           | Modified Portland Cement           |

ولكل نوع من الأنواع أعلاه خواصه واستعمالاته ويمكن مراجعة ذلك في الكتب الخاصة بتقنية الخرسانة ( Concrete Technology )

### 2.2.1 الركام Aggregates

يشغل الركام حوالي (75%) من الحجم الكلي للخرسانة لذا فان خواصه تؤثر على خواص الخرسانة ومتانتها .

يصنف الركام إلى خشن وناعم ، فالناعم هو الذي يمر من منخل رقم (4) ويقصد به المنخل الذي فيه أربعة فتحات لكل انج طول أما الخشن فهو الذي لا يمر عبر منخل رقم (4) كثافة الخرسانة التي يستعمل فيها ركام طبيعي هي بحدود  $(2300 Kg/m^3)$  وعند إضافة حديد التسليح تصبح كثافتها بحدود  $(2400 Kg/m^3)$  .

يستعمل ركام خفيف الوزن لأغراض العزل الحراري وتسمى الخرسانة عندئذ خفيفة الوزن ( Light weight concrete ) . كما تستخدم خرسانة ذات كثافة عالية لمقاومة إشعاعات  $(\gamma)$  و  $(x)$  في المفاعلات النووية ومنشآت أخرى حيث ينتج الركام من سحق خامات حديدية وصخور . تتراوح كثافة هذا النوع من الخرسانة بين  $(3200 - 4000 Kg/m^3)$  .



### 3.1 الخواص الميكانيكية للخرسانة

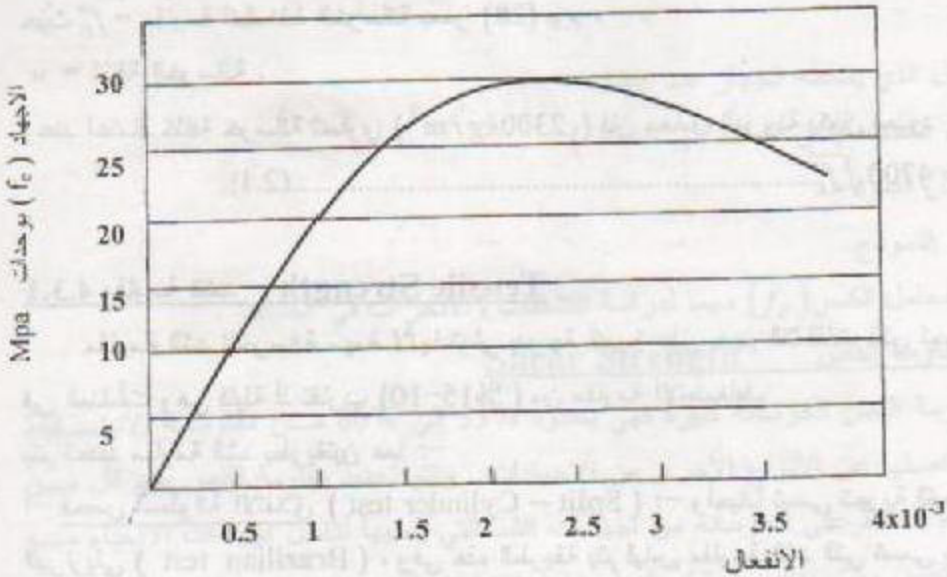
#### 1.3.1 مقاومة الانضغاط Compressive Strength

تُعين مقاومة الانضغاط بفحص أسطوانات ذات إبعاد (  $300 \times 150$  mm ) بسرعة معينة من التحميل بعمر (28) يوماً. وفي بعض البلدان تستخدم مكعبات ضلعها (150 mm) أو (200 mm) . إن العلاقة بين المقاومة للحالتين هي أن مقاومة الخرسانة للأسطوانة ( $f'_c$ ) تساوي (0.8) من مقاومة الخرسانة للمكعب ( $f_{cu}$ ) بضلع (200mm) و (0.83) من مقاومة المكعب بضلع (150 mm) .

للاستعمالات العادية تستخدم خرسانة بمقاومة (20) إلى (28) نيوتن / ملم<sup>2</sup> ( Mpa ) .

#### 2.3.1 منحنى الإجهاد - الانفعال Stress - Strain Curve

منحنى الإجهاد - الانفعال تحت الضغط هو المهم لأن الخرسانة تستخدم عادة كمقاومة الضغط . الشكل (1.1) يوضح منحنى الإجهاد - الانفعال النموذجي للخرسانة ذات مقاومة ( $f'_c$ ) تساوي (30 Mpa) .



شكل (1-1)

منحنى الإجهاد - الانفعال النموذجي لخرسانة ذات

مقاومة  $f'_c = 30$  Mpa



منحى الإجهاد - الانفعال يكون مستقيم إلى ما يقرب من نصف المقاومة القصوى للخرسانة بعدها يصبح التناسب غير خطي . كما يلاحظ أن الخرسانة تصل إلى مقاومتها القصوى عند انفعال (0.002) تقريباً ويلاحظ أيضاً أن الانفعال عند الفصل يتراوح بين (0.003) إلى (0.004).

### 3.3.1 معامل المرونة Modulus of Elasticity

ويقصد به النسبة بين تغير الإجهاد إلى تغير الانفعال ويسوي ميل المماس لمنحى الإجهاد - الانفعال ويختلف باختلاف مقاومة الخرسانة ويعتمد أيضاً على عمر الخرسانة وخواص الركام والأسمنت وسرعة التحميل وشكل وحجم النموذج وله عدة تعريفات

أ- معامل التماس الأولي ( Initial tangent modulus ) :- ويسوي ميل المماس للمنحني عند نقطة البداية .

ب - معامل القاطع ( Secant modulus ) :- ويسوي ميل القاطع الواصل بين نقطة الأصل وإجهاد يتراوح بين (25%) إلى (50%) من مقاومة الانضغاط ( $f'_c$ ) ويعتمد معامل مرونة القاطع في معظم الأحيان ويرمز له ( $E_c$ ) وحسب الكود فإن معامل المرونة :-

$$E_c = w^{1.5} (0.043) \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots (1.1)$$

حيث  $f'_c$  = مقاومة انضغاط الخرسانة بعمر (28) يوم .  
 $w$  = كثافة الخرسانة .

وعند اعتماد كثافة خرسانة تساوي ( $2300 \text{ kg/m}^3$ ) فإن معامل المرونة يكون بحدود :-

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots (2.1)$$

### 4.3.1 مقاومة الشد Tensile Strength

مقاومة الشد للخرسانة مهمة لأنها تؤثر بدرجة كبيرة على حجم التشققات التي تحصل في المنشآت وهي قليلة إذ تقارب (10-15%) من مقاومة الانضغاط.

يتم تحديد مقاومة الشد بطريقتين هما :-

أ- فحص اسطوانة الانفلاق ( Split - Cylinder test ) :- وأحياناً تسمى تجربة الفحص البرازيلي ( Brazilian test ) ، وفي هذه الطريقة يتم قياس مقاومة الشد التي تسمى مقاومة الشد الانفلاقية بوضع اسطوانة قياسية ( $150 \times 300 \text{ mm}$ ) على جانبيها في ماكينة الفحص ويسلط عليها حمل منقظم على طولها وباتجاه القطر ويتم إيجاد إجهاد الشد من قوانين نظرية المرونة وباستخدام المعادلة التالية :-

$$f_{ct} = \frac{2p}{\pi L D} \dots (3.1)$$

حيث :-

P = حمل الانضغاط عند فشل النموذج.

L = طول الاسطوانة.

D = قطر الاسطوانة.

وقد وجد أن مقاومة الشد الانفلاقية ( $f_{ct}$ ) تتناسب مع  $\sqrt{f'_c}$  فهي تتراوح بين  $(0.5\sqrt{f'_c})$  إلى  $(0.67\sqrt{f'_c})$  للخرسانة العادية و  $(0.33\sqrt{f'_c})$  إلى  $(0.5\sqrt{f'_c})$  للخرسانة خفيفة الوزن.

ب:- مقاومة الشد في الانحناء أو ما يعرف بمعامل الكسر (Modulus of Rupture) ويتم في هذا الفحص تحديد مقاومة الشد للخرسانة بفحص نموذج بإبعاد  $(750 \times 150 \times 150)$  والقضاء يكون  $(600 \text{ mm})$  يقسم إلى ثلاث أقسام بالتساوي حيث يتم استخدام نقطتي تحميل مركز وحسب قوانين ميكانيك المواد فإن مقاومة انحناء الشد (معامل الكسر) تساوي :-

$$f_r = \frac{pl}{bd^2} \dots (4.1)$$

حيث :-

P = الحمل الذي يسلطه الجهاز عند الفشل.

l = طول القضاء (من المسند إلى المسند).

b = عرض النموذج.

d = عمق النموذج.

ويعتبر معامل الكسر ( $f_r$ ) مهماً لدراسة التشققات والانحراف في العتبات.

### 5.3.1 مقاومة القص Shear Strength

مقاومة القص للخرسانة كبيرة فهي بحدود 35% إلى 80% من مقاومة الانضغاط ويصعب فصلها عن الأنواع الأخرى من الاجهادات . ويتم تحديد مقاومة القص بتم اقل من القيم أعلاه للحفاظ على الخرسانة من اجهادات الشد التي يسببها تدخل اجهادات الانحناء مع اجهادات القص والتي غالباً ما يشار إليها مجازاً باجهادات القص .



## 4.1 التغيرات في الحجم

### 1.4.1 الزحف Creep

ويعني استمرار حصول التشوه مع الزمن تحت تأثير أحمال ثابتة وهو يزداد بمعدل متناقص خلال فترة التحميل . ويتأثر بعده عوامل منها مكونات الخرسانة ونسب الخلط ونسبة الماء / الإسمنت ، وظروف المعالجة والرطوبة النسبية وفترة التحميل ومقدار الإجهاد المسلط ونسبة السطح / حجم الخرسانة .

### 2.4.1 الانكماش Shrinkage

وهو ظاهرة تقلص الخرسانة عند فقدانها الماء حين وجودها في هواء غير مشبع بالماء . يزداد الانكماش بزيادة نسبة المساحة السطحية / الحجم ولهذا يكون في النماذج الكبيرة أقل منه للنماذج الصغيرة .

في الخرسانة المسلحة فإن الانكماش يسبب إجهادات انضغاط للحديد وشد للخرسانة وفي حالة زيادة الإجهادات عن مقاومة الشد تحدث تشققات فيها . وفي المنشآت غير المحددة استاتيكيًا يمكن أن يسبب الانكماش إجهادات ضارة .

العوامل المؤثرة عليه هي نفس العوامل المؤثرة على الزحف وخصوصاً الرطوبة النسبية حيث يزداد الانكماش مع نقصان الرطوبة النسبية وزيادة سرعة الرياح .

### 3.4.1 تغيرات درجة الحرارة Temperature Changes

تتمدد الخرسانة بزيادة درجة الحرارة وتقلص بتقصاتها . إن تأثير ذلك مشابه لتأثير الانكماش فالتقلص قد يؤدي إلى إجهادات شد ضارة خصوصاً في المنشآت غير المحددة استاتيكيًا . يؤخذ معامل التمدد الطولي مساوي إلى  $(1 \times 10^{-5} m/m/^{\circ}C)$  .

### 5.1 حديد التسليح Reinforcing Steel

الحديد مادة عالية المقاومة مقارنة مع الخرسانة ، لمقاومة الانضغاط والشد هي حوالي عشر مرات بقدر مقاومة الانضغاط للخرسانة الإنشائية وحوالي مئة مرة بقدر مقاومة الشد لها . ويتم استخدام الحديد لمقاومة الشد بسبب ضعف الخرسانة في مقاومة الشد كما يستخدم لمقاومة إجهادات الشد الناتجة عن قوة القص في جذع (web) العتبات . و يستخدم لمقاومة قوة الانضغاط عند الرغبة في تقليص إبعاد المقطع للأعمدة أو عندما تكون الأعمدة تحت تأثير الانحناء بالإضافة إلى القوة المحورية . وحتى في حالة عدم وجود حاجة إلى تقليص إبعاد المقطع وبيئت الحسابات النظرية عدم وجود انحناء ( أي أن الخرسانة لوحدها تكفي لمقاومة الانضغاط ) تضع كمية دنيا من الحديد في جميع أجزاء الانضغاط لمقاومة تأثير عزم الانحناء الذي قد يحدث بسبب أحمال غير محسوبة وبسبب تشقق أو حتى فشل الجزء غير المسلح .

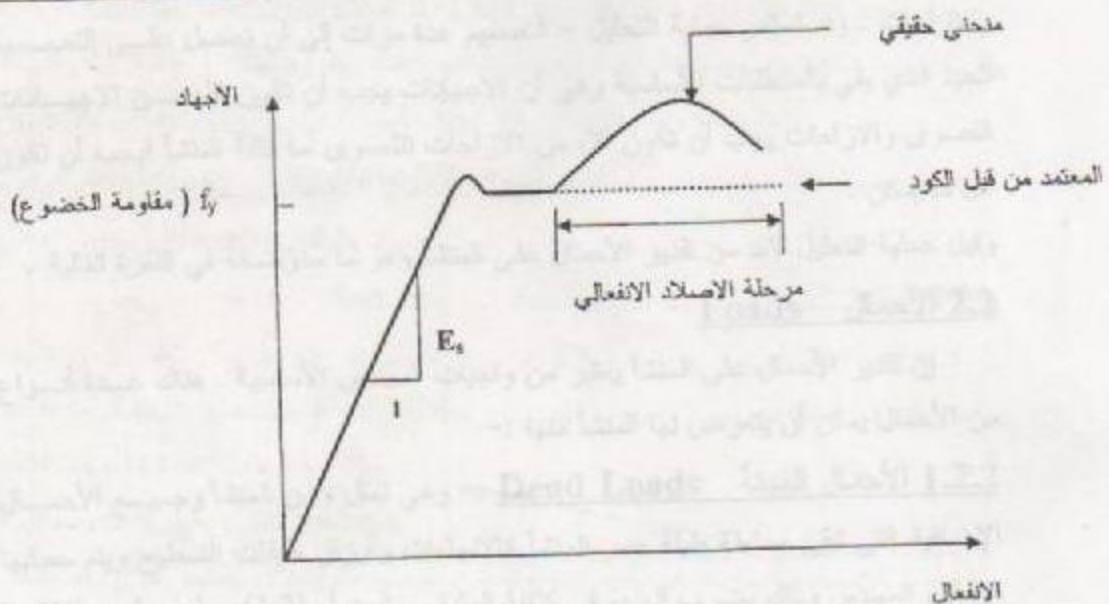
معامل مرونة الحديد غير المسبق الجهد هو  $(29 \times 10^6 \text{ psi})$  ويقابل  $(200000 \text{ Mpa})$  في الوحدات المترية .

## منحنيات الإجهاد - الانفعال Stress-Strain Curves

الخاصيتان المهمتان اللتان تعينان طبيعة التسليح هما نقطة الخضوع (Yield point) والتي تكون متطابقة في الشد والانضغاط ومعامل المرونة  $(E_s)$  الذي يكون متساوي لكل أنواع الحديد ويساوي  $(200000 \text{ Mpa})$  .

بالنسبة للحديد قليل الكربون يكون منحنى الإجهاد - الانفعال مستقيماً في بداية التحميل ولحد نقطة معينة حيث يتحول المنحنى إلى مستقيم أفقي ، هذه النقطة تسمى نقطة الخضوع (Yield point) . إجهاد الشد عندها يعرف مقاومة الخضوع (Yield strength) ويرمز له بالرمز  $(f_y)$  . بعد هذه المرحلة يزداد الإجهاد بزيادة الانفعال ثانية ولكن بمعدل أقل وتسمى هذه العملية الاصلاد الانفعالي (Strain hardening) . يكون المنحنى مستوياً عندما يصل إلى المقاومة القصوى بعدها يبدأ بالنزول إلى أن يحدث الفشل والشكل (2.1) يوضح منحنى الإجهاد الانفعال النموذجي للحديد .

وحسب الكود فإن الزيادة في مقاومة الحديد لحالة الاصلاد الانفعالي لا تؤخذ بنظر الاعتبار . عليه فإن علاقة الإجهاد - الانفعال للحديد حسب الكود تتكون من جزئين الأول من



شكل (2.1)

منحنى الإجهاد - الانفعال النموذجي للحديد



بداية التحميل حتى نقطة ( $f_y$ ) حيث تكون على شكل مستقيم مائل بمقدار ( $E_s$ ) .  
 والثاني من النقطة ( $f_y$ ) حتى الفشل وتكون على شكل مستقيم أفقي .  
 بالنسبة للحديد عالي المقاومة فإن خط الخضوع له يكون قصير أو يدخل مباشرة في  
 مرحلة الاصلاد الانفعالي بدون خط الخضوع وهنا يتم تحديد مقاومة الخضوع ( $f_y$ ) وفقاً  
 للكويد بالإجهاد الذي يقابل انفعال مقداره ( 0.0035 ) .  
 يصنع حديد التسليح حالياً بمقاطع دائرية ذات أقطار تتراوح من (6mm) إلى (50mm)  
 علماً أن القطر (40 mm) و (50mm) تستخدم للأعمدة فقط . والجدول رقم (1) في  
 الملحق يبين المساحة والوزن لأقطار حديد التسليح بالنظام المترى . وفي الوحدات الإنكليزية  
 فإن رقم القطر يكون على شكل عدد صحيح كل واحد يمثل ( $\frac{1}{8}$ ) إنج فمثلاً للقضيب رقم (4)  
 فإن القطر يساوي ( $\frac{4}{8}$ ) والجدول رقم (2) في الملحق يوضح أقطار وأوزان قضبان التسليح  
 بالنظام الإنكليزي .

### طرق التحليل والتصميم Analysis and Design Methods

**1.2 مقدمة:-** تتضمن الهندسة الإنشائية فرعين أساسيين هما تحليل المنشأ وتصميم المنشأ . التحليل يعني إيجاد القوى لنهايات الأعضاء وإزاحات المفاصل ورسم مخطط القص وعزم الانحناء للأعضاء لإيجاد القوى العظمى والتصميم على أساسها .

أما التصميم فيعني تحديد إبعاد المقطع وكميات وتقاصيل حديد التسليح للمقاطع الخرسانية. أن عمليتي التحليل والتصميم لا يمكن فصلهما ذلك لأن التحليل يحتاج إلى معرفة عزم القص الذاتي والمساحة للمقاطع أي معرفة إبعاد المقطع وهذا يعني أننا لا يمكن أن نحلل المنشأ بدون تصميمه . أما التصميم فيتطلب معرفة القوى المؤثرة على الأعضاء . وهذا يعني أننا لا يمكن أن نصمم المنشأ بدون تحليله.

مما تبين في أعلاه فإن عملية التحليل - التصميم تمثل حلقة مغلقة لأجل الابتداء بها لابد من إجراء تصميم أولي وذلك أما بتقدير إبعاد المقطع أو بفرض قيم نسبية لكل من مساحة المقطع وعزم القص الذاتي . عند أكمال التصميم الأولي يحلل المنشأ للحصول على القوى والإزاحات . وقد تستمر عملية التحليل - التصميم عدة مرات إلى أن نحصل على التصميم الجيد الذي يفي بالمتطلبات الأساسية وهي أن الإجهادات يجب أن تكون أقل من الإجهادات القصوى والإزاحات يجب أن تكون أقل من الإزاحات القصوى أما كلفة المنشأ فيجب أن تكون أقل ما يمكن .

وقبل عملية التحليل لابد من تقدير الأحمال على المنشأ وهو ما سنوضحه في الفقرة التالية .

### 2.2 الأحمال Loads

إن تقدير الأحمال على المنشأ يعتبر من واجبات المهندس الأساسية . هناك عدة أنواع من الأحمال يمكن أن يتعرض لها المنشأ منها :-

**1.2.2 الأحمال الميتة Dead Loads :-** وهي تمثل وزن المنشأ وجميع الأحمال الإضافية التي تبقى مسيطرة طيلة عمر المنشأ كالاتهاءات وأوزان طبقات التسطيف ويتم حسابها من قبل المهندس وذلك بضرب الحجم في كثافة المادة . والجدول (1.2) يعطي قيم لكثافة بعض المواد المستعملة في المنشآت .



## جدول 1.2 كثافة بعض المواد المستعملة في المنشآت

المادة	الكثافة $KN/m^3$
1. طابوق البناء	20
2. الاسمنت	14
3. الجبس	12
4. خرسانة غير مسلحة	23
5. خرسانة مسلحة	24
6. تراب جاف	16
7. بلوك مجوف	14
8. رمل	17
9. حديد	78
10. ثرمستون	9
11. مانع رطوبة (قير)	14
12. مونه الاسمنت	20
13. بياض الجص	20

## 2.2.2 الأحمال الحية Live Loads :- وهي تمثل كل حمل يتحرك أو يمكن تحريكه

مثل أوزان البشر أو الأثاث وغير ذلك . وتحدد حسب الكود المستخدم ويوحدات الوزن لكل متر مربع والجدول (2.2) يمثل الأحمال الحية لأنواع مختلفة من المنشآت .

## 3.2.2 أحمال الريح Wind load :- ويتم حسابها بوحدة قوة لكل متر مربع من

واجهة المبنى وفقاً للمعادلة التالية :-

$$q = KV^2 \quad (1.2)$$

حيث

$q$  - ضغط الريح بوحدة  $(KN/m^2)$

$K$  - ثابت 0.0000473

$V$  = سرعة الريح بوحدة  $Km/hr$

وهناك أنواع أخرى من الأحمال حسب نوع المنشأ منها ضغط التربة وضغط السوائل والأحمال الحرارية وغير ذلك .

## جدول 2.2 الأحمال الحية لأنواع مختلفة من المنشآت

نوع المنشأ	الحمل ( $KN/m^2$ )
1- الدور السكنية	
أ - الطابق الأول	2
ب - طابق ثاني	1.5
2- السلالم - الممرات	
أ- أبنية خاصة	3
ب- أبنية عامة	5
3- القاعات والصالات	
أ- ذات المقاعد الثابتة	3
ب- ذات المقاعد المتحركة	5
4- الدكاكين ومحلات البيع	5
5- مستودعات التخزين والبضائع	6
6- المدارس	
أ- غرف الصفوف	2
ب- الممرات	4
7- الفنادق	
أ- غرف خاصة وممراتها	2
ب- غرف عامة وممراتها	5
8- المستشفيات	
أ- غرف العمليات	3
ب- الغرف الخاصة	2
ج - الأجنحة	2
9- العمارات السكنية	
أ - شقق خاصة	2
ب- الغرف العامة	5
ج - الممرات	3
10- بقاياات الدوائر الحكومية	
أ - غرف الاضابير والملفات	5
ب- المكاتب	2.5



### 3.2 طرق التحليل Analysis Methods

هناك نوعان من المنشآت ، منشآت محددة يتم تحليلها باستخدام معادلات التوازن فقط ومنشآت غير محددة تحتاج إلى معادلات توافق الاזاحات بالإضافة إلى معادلات التوازن لأجل تحليلها .

معظم المنشآت تكون غير محددة وتوجد عدة طرق لتحليلها لكل منها مزاياه الخاصة هذه الطرق :-

#### 1.3.2 الطريقة التقليدية Classical Methods :- مثل طريقة التشوهات المتناسقة

( Consistent deformation method ) وطريقة الميل - الانحراف ( Slope deflection Method ) وطريقة الشغل الاقل (Least work method) وكلها تؤدي الى نتائج دقيقة.

وهناك طرق تقريبية مثل طريقة توزيع العزوم (Moment distribution method) وقد كانت قبل عصر الحاسبات من الطرق المهمة جداً لأنها لا تحتاج إلى حل معادلات آنية حيث تحتاج الطرق الدقيقة أعلاه إلى حل عدد كبير من المعادلات الآنية .

وهناك طرق خاصة بالأحمال الجانبية (أحمال الريح) منها الطريقة البابية ( Portal Method ) والطريقة الحيدية (Cantilever Method) .

#### 2.3.2 الطرق الحديثة Advanced Methods :- في هذه الطرق يتم تحليل

المنشآت باستخدام امصفوقات وتوجد طريقتان هما طريقة القوة (المرونة) (Force or Flexibility Method) وطريقة الازاحة (الجماءة) (Displacement or stiffness method)

لقد تطورت الطريقتان بعد عصر الحاسبات الالكترونية ذلك لأنهما تؤديان إلى عدد من المعادلات الآنية عادة مايكون كبيراً لا يمكن حلها إلا باستخدام الحاسبات .

وقد تم باستخدام طريقة الازاحة تطوير عدد من البرامج الممتازة في تحليل المنشآت على اختلاف أنواعها منها برنامج (SAP) ويعني برنامج التحليل الإنشائي ( Structural Analysis Program ) ، وكذلك برنامج التحليل والتصميم الإنشائي (STAADpro) ويعني (Structural Analysis And Design in 3- dimensions) وغيرها من البرامج التي تعتبر أدوات مهمة للتحليل والتصميم لكنها لا تغني أبداً عن خبرة المهندس لأن استخدامها بدون خبرة قد يكون ضاراً بدلاً من أن يكون نافعاً .

## 4.2 طريقة معاملات الكود ACI- Coefficient Method

وهي من الطرق المبسطة في تحليل العتبات المستمرة والسقوف أحادية الاتجاه ومدونة في الكود لفقرة (8.3.3). في هذه الطريقة يتم إيجاد العزم كما يلي:-

$$M_u = C W_u L_n^2 \dots\dots\dots (2.2)$$

حيث:  $C$  = معامل يتم الحصول عليه من الجدول (3.2) أو الشكل (1.2)

$W_u$  = الحمل الأقصى الناتج عن ضرب الأحمال بمعاملات الأمان.

$L_n$  = طول الفضاء الصافي من وجه المسند إلى وجه المسند للعزوم الموجبة والقص ومعدل

طول الفضائين الصافيين المتجاورين في حالة العزم السالب.

أما القص فهو يساوي

$$V_u = C W_u L_n \dots\dots\dots (3.2)$$

حيث:  $V_u$  = القص الأقصى عند وجه المسند .

$C$  = معامل يتم الحصول عليه من جدول (3.2) أو الشكل (1.2)

$W_u$  و  $L_n$  لهما نفس التعريف أعلاه .

لاستخدام هذه الطريقة يجب توفر الشروط التالية :-

1. هناك فضائين على الأقل .
2. يجب أن تكون الفضاءات متساوية تقريباً على أن لا يزيد الفضاء الأطول عن الأقصر لفضائين متجاورين عن 20% .
3. الأحمال موزعة بصورة منتظمة .
4. الحمل الحي لا يزيد عن ثلاث مرات بقدر الحمل الميت .
5. الأعضاء ثابتة المقطع .



### جدول 3.2 قيم العزوم والقص باستخدام طريقة معاملات الكود

#### أولاً :- العزوم الموجبة

##### أ - الفضاءات الخارجية:

إذا كانت النهاية غير مفيدة

$$W_u L_n^2 / 11$$

إذا كانت النهاية مصبوبة سوية مع المسند

$$W_u L_n^2 / 14$$

##### ب- الفضاءات الداخلية

$$W_u L_n^2 / 16$$

#### ثانياً :- العزوم السالبة

##### أ- العزم السالب للوجه الخارجي لأول مسند داخلي:-

في حالة وجود فضائين

$$W_u L_n^2 / 9$$

في حالة وجود أكثر من فضائين

$$W_u L_n^2 / 10$$

##### ب- العزم السالب لباقي الأوجه للمساند الداخلية

$$W_u L_n^2 / 11$$

##### ج - العزوم السالبة للأوجه الداخلية للمساند الخارجية

للأعضاء التي تصب سوية مع المساند :-

في حالة كون المسند عتبة أو رافده جانبية

$$W_u L_n^2 / 24$$

في حالة كون المسند عمود

$$W_u L_n^2 / 11$$

##### د- العزوم السالبة لجميع أوجه المساند في حالة

1- المسقوف التي لا يزيد طولها عن ( 3 m )

2- للعتبات والروافد التي تزيد فيها النسبة بين مجموع جساءات الأعمدة إلى جساءة العتبة عن

$$W_u L_n^2 / 12$$

ثمانتي مرات لكل نهاية من نهايات الفضاءات.

#### ثالثاً :- القص.

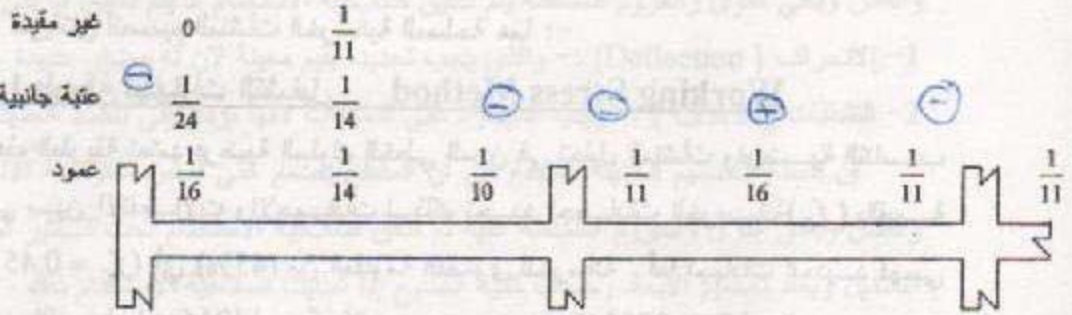
##### أ- القص للوجه الخارجي لأول مسند داخلي .

$$1.15 \frac{W_u L_n}{2}$$

##### ب- القص لباقي الأوجه للمساند

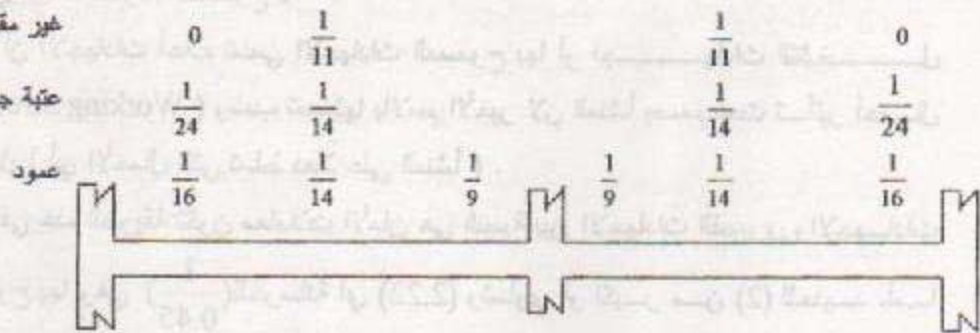
$$\frac{W_u L_n}{2}$$

نهاية العتبة :-

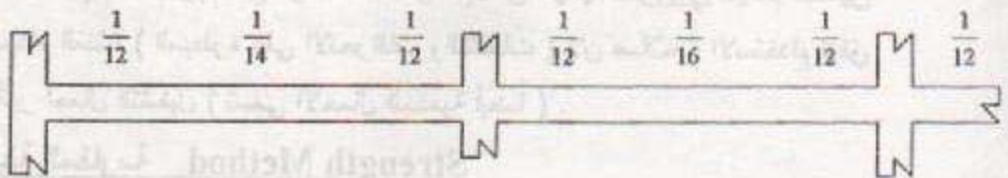


أ- أكثر من فضائين

نهاية العتبة :-

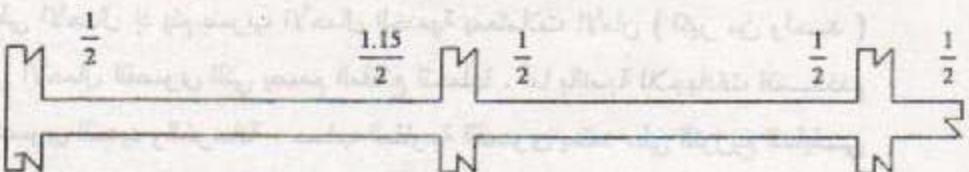


ب- فضائين



ج- حالة كون نسبة مجموع جساءات الأعمدة الى جساءة العتبة لكل نهاية اكبر من 8 وحالة

البلاطات ذات فضاءات أقل من 3m



د - القص

شكل (1.2) معاملات الكود لحساب العزوم والقص



## 5.2 طرق التصميم Design Methods

هناك طريقتان لتصميم المنشآت الخرسانية المسلحة هما :-

### 1.5.2 طريقة اجهادات التشغيل Working Stress Method

هذه الطريقة تعتمد فرضية السلوك الخطي المرن في تحليل المنشآت وفرضية التناسب الخطي بين الانفعالات والاجهادات. لذلك تحدد اجهادات الخرسانة ( $f_c$ ) بالقيمة ( $f_c = 0.45 f'_c$ ) أي (45%) من المقاومة القصوى للخرسانة . أما اجهادات الحديد فهي تحدد بالقيمة ( $f_s = 140 \text{ Mpa}$ ) للحديد نوع ( $f_y = 300 \text{ Mpa}$ ) والحديد نوع ( $f_y = 350 \text{ Mpa}$ ) و ( $f_s = 170 \text{ Mpa}$ ) للحديد نوع ( $f_y = 400 \text{ Mpa}$ ) أي اقل أو تساوي نصف مقاومة الخضوع .

أن الاجهادات أعلاه تسمى الاجهادات المسموح بها أو اجهادات التشغيل ( Working stresses ) وسبب تسميتها بالاسم الأخير لان المنشأ يصمم تحت تأثير أحمال التشغيل ( أي الأحمال التي تسلط فعلاً على المنشأ ) .

في هذه الطريقة تكون معاملات الأمان هي النسبة بين الاجهادات القصوى والاجهادات المسموح بها وهي ( $\frac{1}{0.45}$ ) للخرسانة أي (2.22) وتساوي أو اكبر من (2) للحديد . أما بالنسبة للأحمال فهي الأحمال الحقيقية المسلطة على المنشأ .

لقد قل استخدام هذه الطريقة في الوقت الحاضر . إلا أن تفهمها ضروري لفهم تدقيق صلاحية استخدام المنشأ ( السيطرة على الانحرافات والتشققات ) لان صلاحية الاستخدام تدقق دائماً تحت تأثير أحمال التشغيل ( تسمى الأحمال الخدمية أيضاً ) .

### 2.5.2 طريقة المقاومة Strength Method

في هذه الطريقة يتم تحليل المنشأ على افتراض السلوك الخطي المرن للمنشأ أي بنفس طريقة التحليل في حالة استخدام طريقة اجهادات التشغيل .

أما تصميم المقاطع وتحليلها فيتم تحت تأثير الأحمال القصوى حيث تؤخذ معاملات الأمان هنا على الأحمال إذ يتم ضرب الأحمال الخدمية بمعاملات الأمان ( اكبر من واحد ) للحصول على الأحمال القصوى التي يصمم المقطع لتحملها . أما بالنسبة للاجهادات فتستخدم الاجهادات القصوى للحديد والخرسانة . حساب المقاومة القصوى يعتمد على التوزيع الحقيقي للاجهادات عند الفشل والذي تكون علاقته مع الانفعالات لا خطية . وقد أصبحت هذه الطريقة هي الشائعة الآن بدلاً من طريقة اجهادات التشغيل .

## 6.2 صلاحية الاستخدام Serviceability :- بعد تصميم المقطع لمقاومة الانحناء

والقص وباقي القوى والعزوم المسلطة يتم تدقيق صلاحية الاستخدام اذ يتم تدقيق ما يلي :-

1- الانحراف ( Deflection ) :- والذي يجب تحديده بقيم معينة لان له مضار عديدة .

2- التشققات ( Cracks ) :- يجب السيطرة على التشققات لأنها تؤدي إلى تأكسد الحديد .

إن فلسفة التصميم الحديثة المتبعة هي أن المقطع يصمم على أساس مقاومة الانحناء

والقص وباقي القوى والعزوم المسلطة عليه ثم تدقق صلاحية الاستخدام تحت تأثير أحمال

التشغيل ويعاد تصميم الأبعاد وحساب كمية التسليح إذا تطلبت صلاحية الاستخدام ذلك .



## طريقة اجهادات التشغيل Working Stress Method

### 1.3 مقدمة :-

في هذه الطريقة نفترض أن التناسب بين الاجهادات والانفعالات للخرسانة والحديد يكون خطياً . بالنسبة للحديد يكون التناسب خطياً عندما تكون الاجهادات اقل من مقاومة الخضوع ( $f_y$ ) . أما بالنسبة للخرسانة فيمكن اعتبار علاقة الإجهاد مع الانفعال خطية عند كون الإجهاد اقل من نصف مقاومة الخرسانة أي اقل من  $(0.5f'_c)$  .

لقد تضاعف استخدام هذه الطريقة حتى أن الكود قد جعلها ضمن الملحق وسماها الطريقة البديلة (Alternate Method) منذ عام 1977. ولذلك سنقتصر في هذا الفصل على تحليل وتصميم المقاطع المستطيلة فقط باستخدام هذه الطريقة.

وقبل أن نوضح تحليل وتصميم العتبات الخرسانية باستخدام هذه الطريقة سنوضح تصرف العتبات الخرسانية المسلحة تحت تأثير الأحمال وذلك للحصول على فهم أوضح لطريقة اجهادات التشغيل وطريقة المقاومة أيضاً .

### 2.3 تصرف العتبات الخرسانية المسلحة تحت تأثير الأحمال

#### Behaviour of Reinforced Concrete Beams

يمكن تمييز ثلاث مراحل عند تحميل العتبة الخرسانية حتى الفشل وهي :-

**1.2.3 مرحلة ما قبل التشقق** :- وهي المرحلة التي تسبق تشقق الخرسانة وذلك عند كون الأحمال قليلة حيث يكون التناسب بين الاجهادات والانفعالات خطياً. وللتحليل يحول الحديد إلى ما يكافئه من الخرسانة للحصول على المقطع المحول (Transformed section) وبذا تصبح العتبة متجانسة يمكن تطبيق قوانين ميكانيك المواد عليها. تستمر هذه المرحلة لحين وصول الاجهادات إلى معامل الكسر (Modulus of rupture) والذي يرمز له  $(f_r)$  . وقبل وصول الخرسانة الى معامل الكسر فإن جميع المقطع يكون فعالاً ويتم استخدامه في التحليل . أما عند وصول الاجهادات إلى معامل الكسر وحصول التشقق فإن جزء المقطع الخرساني تحت محور الحيود يهمل لأنه لا يتحمل شداً . وعندئذ ننتقل إلى المرحلة الثانية .

### 2.2.3 مرحلة تشقق الخرسانة مع بقاء الاجهادات خطية

وصول اجهادات الشد إلى معامل الكسر وحتى تحول الاجهادات إلى اجهادات غير خطية



والذي يحصل عند كون  $(f_c > 5f'_c)$  وهنا يتم إهمال الشد الذي تتحمله الخرسانة ونفترض أن قوة الشد يتحملها الحديد فقط .

### 3.2.3 مرحلة الاجهادات غير الخطية :- عند زيادة الأحمال عن المرحلة السابقة تصبح

الاجهادات غير خطية خصوصاً بالنسبة لاجهادات الخرسانة ويحصل هذا عند كون  $(f_c > 5f'_c)$  وتستمر الحالة لحين حصول الفشل .

### 3.3 تحليل العتبات قبل مرحلة التشقق

#### Analysis of R.C beam before cracking

وهنا يتم تحويل المقطع الى مقطع متجانس وذلك بتحويل الحديد إلى مايكافئه من الخرسانة ويسمى المقطع بالمقطع المكافئ أو المحول ( Transformed or equivalent section ) . والتحويل يعتمد على فرضيتين وهما أن انفعالات الحديد والخرسانة تكون متساوية وإن القوة التي يولدها الحديد يجب أن تساوي القوة التي تولدها الخرسانة المكافئه وباستخدام الشكل (1.3) فإن :-

عند مستوى الحديد

$$E_{cs} = E_s$$

$$\frac{f_{cs}}{E_c} = \frac{f_s}{E_s}$$

$$f_r = \frac{Pl}{bd^3} \text{ أي أن}$$

$$f_s = \frac{E_s}{E_c} f_{cs}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \dots \dots \dots (1.3)$$

$$\therefore f_s = n f_{cs}$$

حيث  $n$  = معامل العيارية modular ratio

$f_{cs}$  = اجهادات الخرسانة عند مستوى الحديد .

$f_s$  = اجهادات الحديد

$E_{cs}$  = انفعال الخرسانة عند مستوى الحديد .

$E_s$  = انفعال الحديد .

وباستخدام الفرضية الثانية فإن

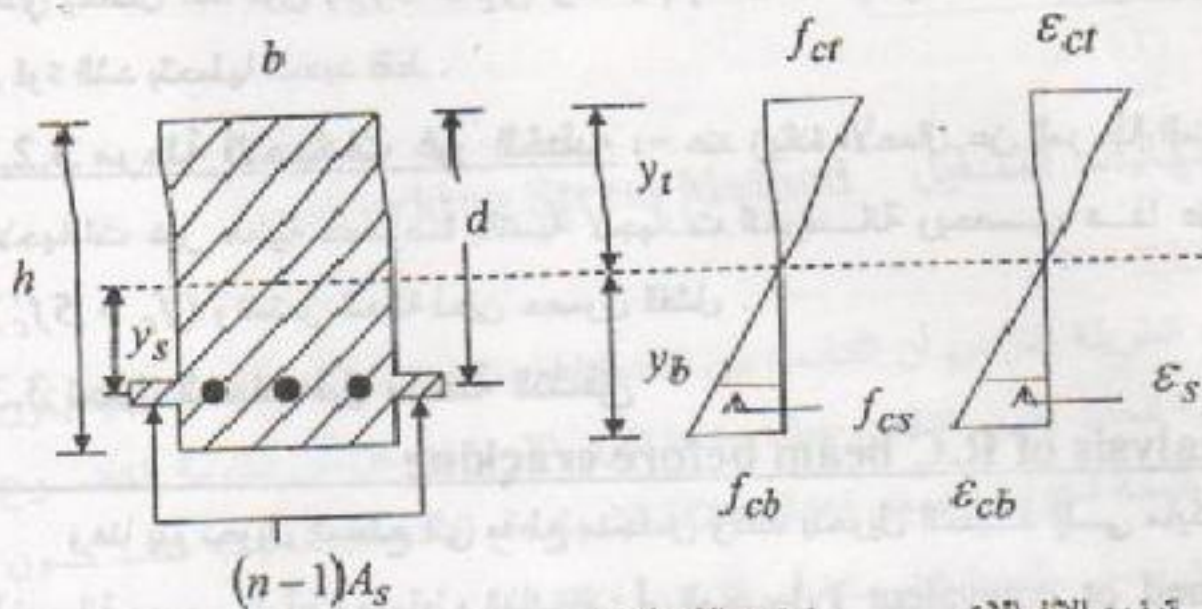
$$F_c = F_s$$

$$A_t f_{cs} = A_s f_s$$

$$A_t f_{cs} = A_s n f_{cs}$$

$$\therefore A_t = n A_s \dots \dots \dots (2.3)$$





المقطع الخرساني المحول

توزيع الاجهادات

توزيع الانفعالات

شكل (1.3)

المقطع المحول وتوزيع الاجهادات والانفعالات قبل مرحلة التشقق

$h$  = العمق الكلي للمقطع

$b$  = عرض المقطع

$d$  = العمق الفعال للمقطع ويساوي المسافة من مركز حديد الشد إلى اليااف الانضغاط

حيث  $F_s$  = قوة الحديد  $F_c$  = قوة الخرسانة المكافئة .

$A_l$  = مساحة الخرسانة المكافئة للحديد  $A_s$  = مساحة الحديد .

ويمكن إيجاد مساحة المقطع المحول كما يلي :-

$$A_e = A_c + A_l = A_g - A_s + nA_s$$

$$A_e = A_g + (n-1)A_s \quad (3.3)$$

حيث  $A_e$  = مساحة المقطع المحول .

$A_g$  = مساحة المستطيل  $b \times h$   $A_c$  = مساحة الخرسانة

بعد تحويل الحديد إلى ما يكافئه من الخرسانة فإن العتبة أصبحت متجانسة ويمكن تطبيق قوانين ميكانيك المواد عليها لإيجاد الاجهادات وكما يلي :-

$$\sigma = \frac{My}{I} \quad (4.3)$$

حيث  $\sigma$  = إجهاد الانحناء  $M$  = العزم المسلط

$y$  = البعد عن محور الحيود  $I$  = عزم القصور الذاتي .

وبذا يكون الاجهادات القصوى للخرسانة والحديد كما يلي :-

$$\left. \begin{aligned} f_{ct} &= \frac{My_t}{I} \\ f_{cb} &= \frac{My_b}{I} \\ f_s &= nf_{cs} = n \frac{My_s}{I} \end{aligned} \right\} \quad (5.3)$$

حيث  $f_{ct}$  = اجهادات الانضغاط للخرسانة

$y_t$  = بعد الالياف العليا للخرسانة عن محور الحيود (N.A)

$f_{cb}$  = اجهاد الشد للخرسانة

$y_b$  = بعد الالياف السفلى للخرسانة عن محور الحيود .

$f_s$  = إجهاد حديد التسليح .

$y_s$  = بعد حديد التسليح عن محور الحيود .

لإيجاد موقع محور الحيود (N.A) فإننا نساوي عزم المساحة الكلية حول الضلع الأعلى لعزم مساحة الخرسانة المستطيلة والمساحة المكافئة للحديد وكما يلي :-

$$A_c \cdot y_t = A_g \frac{h}{2} + (n-1)A_s d$$

من المعادلة أعلاه نجد  $y_t$  المجهول الوحيد ثم نجد  $y_b$  و  $y_s$  وكما يلي :-

$$y_b = h - y_t \quad y_s = d - y_t$$

أما عزم القصور الذاتي فيمكن إيجاده كما يلي :-

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhe^2 + (n-1)A_s y_s^2$$

$$I = \frac{by_t^3}{3} + \frac{by_b^3}{3} + (n-1)A_s y_s^2 \quad \text{أو كما يلي :-}$$

حيث  $e$  = البعد بين مركز مساحة المستطيل ومحور الحيود .

بعد ذلك تطبق المعادلات (5.3) للحصول على الاجهادات ويمكن تطبيق إحداها فقط والحصول على البقية من التناسب الخطي .

### 4.3 إيجاد عزم التشقق Cracking Moment

عند تحليل العتبات تحت تأثير أحمال قليلة نسبياً يجب معرفة هل أن المقطع قد وصل إلى مرحلة التشقق أم لا . ويتم ذلك بإيجاد العزم اللازم للتشقق ومقارنته مع العزم المسلط .



لإيجاد عزم التشقق تطبق المعادلة (4.3) مع مساواة الإجهاد إلى معامل الكسر ( $f_r$ ) والذي يساوي حسب الكود (فقرة 9.5.2.3) :-

$$f_r = 0.7 \sqrt{f'_c}$$

أما  $y_b$  ،  $I$  فيتم إيجادها حسب الفقرة السابقة وعندئذ يكون عزم التشقق مساوياً إلى

$$M_{cr} = \frac{f_r I}{y_b} \dots \dots \dots (6.3)$$

عند كون عزم التشقق اكبر من العزم المسلط تتبع الفقرة السابقة في التحليل وألا فإن التحليل والتصميم يتم أما حسب طريقة اجهادات التشغيل أو طريقة المقاومة .

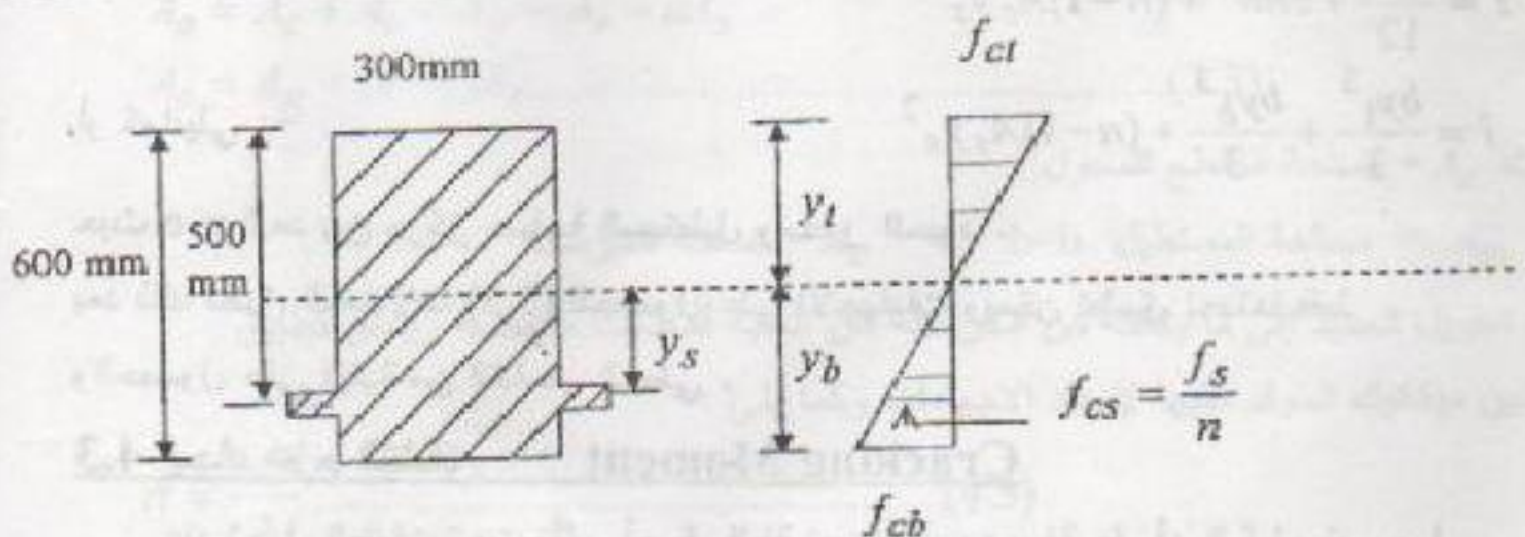
**مثال 1.3 :-** عتبة خرسانية بسيطة الأسناد بإبعاد (600×300 mm) تحوي حديد تسليح بمساحة ( $3200 \text{ mm}^2$ ) كما موضح في الشكل (2.3) ، معامل المعيارية ( $n = 8$ ) ومعامل الكسر ( $f_r = 3.1 \text{ Mpa}$ ) جد عزم التشقق . ثم جد إجهاد الحديد والخرسانة إذا كان عزم الانحناء المسلط يساوي 33.9 KN.m .  
الحل :-

$$A_e = 300 \times 600 + (8 - 1)(3200) = 202400 \text{ mm}^2$$

$$202400 y_t = 300 \times 600 \times 300 + 7 \times 3200 \times 500$$

$$\therefore y_t = 322 \text{ mm}$$

$$y_b = 600 - 322 = 278 \text{ mm} \quad y_s = 278 - 100 = 178 \text{ mm}$$



شكل (2.3)

مقطع العتبة وتوزيع الاجهادات للمثال (1.3) .

$$I = \frac{300 \times 600^3}{12} + 300 \times 600 \times 22^2 + 3200 \times 7 \times 178^2 = 6197 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I}{y_b} = \frac{3.1 \times 6197 \times 10^6}{278} \times 10^{-6} = 69.1 \text{ KN.m}$$

بما أن  $M_{cr} > 33.9$  عليه فالمقطع غير متشقق ويمكن إيجاد الاجهادات كما يلي:-

$$f_{ct} = \frac{My_t}{I} = \frac{33.9 \times 10^6 \times 322}{6197 \times 10^6} = 1.76 \text{ N/mm}^2 (\text{Mpa})$$

$$f_s = n f_{cs} = \frac{n My_s}{I} = \frac{8 \times 33.9 \times 178 \times 10^6}{6197 \times 10^6} = 7.79 \text{ Mpa.}$$



### 5.3 تحليل العتبات باستخدام طريقة اجهادات التشغيل :-

يقصد بالتحليل إيجاد الاجهادات لحديد التسليح والخرسانة عند كون العزم المسلط وإبعاد المقطع ومساحة الحديد معلومة . أو إيجاد العزم الأقصى الذي يتحمله المقطع إذا كانت الاجهادات المسموح بها وإبعاد المقطع ومساحة الحديد معلومة .

إن الاجهادات المسموح بها حسب الكود هي نسبة من مقاومة المواد حيث تؤخذ معاملات الأمان هنا على الاجهادات وهي كما يلي :-

$$f_c = 0.45 f'_c \quad \text{للخرسانة}$$

$$f_s = 140 \text{ Mpa} \quad \text{عندما } f_y = 300 \text{ Mpa} \text{ أو } f_y = 350 \text{ Mpa} \text{ فإن}$$

$$f_s = 170 \text{ Mpa} \quad \text{عندما } f_y = 400 \text{ Mpa} \text{ فإن}$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa} \quad \text{أما بالنسبة لمعامل المرونة المعتمد فهو :- للحديد}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \text{ Mpa} \quad \text{للخرسانة}$$

حيث  $f'_c$  = مقاومة الاسطوانة للخرسانة بعمر (28) يوماً .

تعتمد الطريقة على الفرضيات التالية :-

1- المقطع المستوي قبل الانحناء يبقى مستوياً بعد الانحناء وهذا يعني أن الانفعالات تتناسب

خطياً مع البعد عن محور الحيود (N.A)

2- الإجهاد يتناسب خطياً مع الانفعال .

3- تهمل مقاومة الخرسانة للشد ويفترض أن قوى الشد يتحملها الحديد فقط .

4- وجود تماسك تام بين الخرسانة والحديد بحيث لا يحصل انزلاق بينهما .

هناك طريقتان لتحليل العتبات الخرسانية المسلحة هما :-

### الطريقة الأولى :- طريقة العزم المزدوج Internal couple method

في هذه الطريقة يتم أولاً إيجاد موقع محور الحيود (N.A) وذلك باستخدام معادلة توازن القوى (لاحظ الشكل 3.3) :-

$$C = T$$

$$0.5 f_c b k d = A_s f_s \quad \dots\dots\dots(7.3)$$

$$\frac{E_c}{k d} = \frac{E_s}{d - k d} \quad \text{ومن تناسب الانفعالات فإن :-}$$

$$\frac{f_c}{E_c k d} = \frac{f_s}{E_s (d - k d)} \quad \therefore \frac{f_s}{d - k d} = n \frac{f_c}{k d}$$

حيث  $d$  = العمق الفعال = بعد مركز الحديد عن ألياف الانضغاط ،  $k d$  = عمق محور الحيود .  
ومن المعادلة أعلاه فإن :-

$$f_s = \frac{1-k}{k} n f_c \quad \dots\dots\dots(8.3)$$

من المعادلة (8.3) نجد  $f_s$  بدلالة  $f_c$  ثم نعوض في المعادلة (7.3) فننتكون لدينا معادلة من الدرجة الثانية بدلالة  $k$  نحلها بالدستور لإيجاد  $(k)$  .  
كما يمكن اشتقاق معادلة لإيجاد  $(k)$  وكما يلي :-

$$C = T$$

$$0.5 f_c b k d = A_s f_s = \rho b d f_s \quad \therefore 0.5 f_c k = \rho f_s$$

حيث  $\rho$  = نسبة الحديد إلى المقطع الفعال  $(b d)$

$$f_s = \frac{n(1-k)}{k} f_c \quad \text{من المعادلة (8.3) فإن}$$

$$0.5 f_c k = \rho \frac{n(1-k)}{k} f_c \quad \text{وبالتعويض في المعادلة أعلاه فإن :-}$$

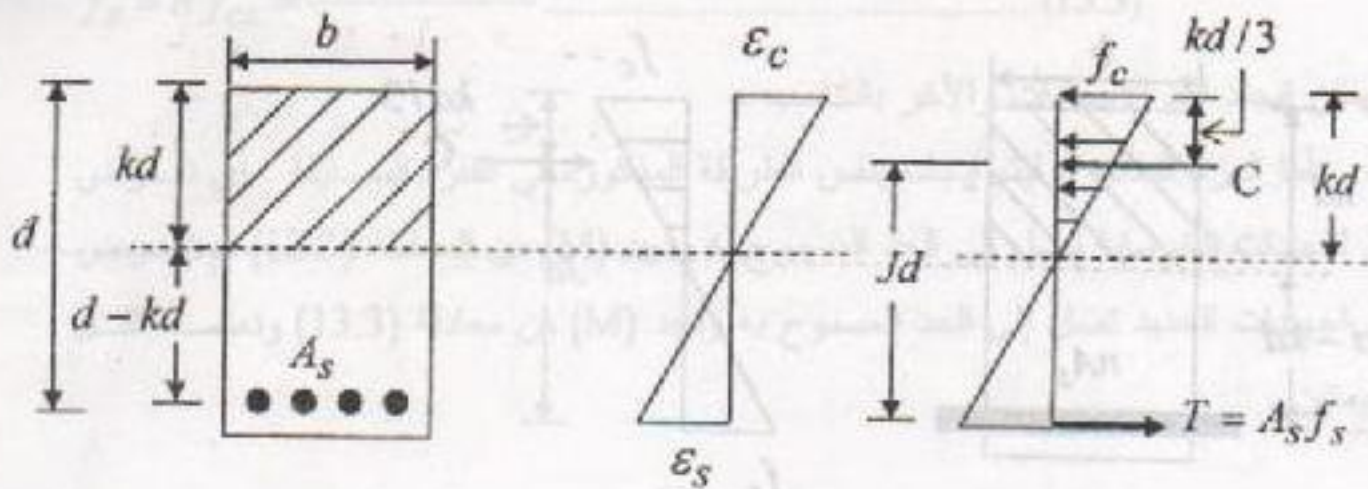
$$\therefore k^2 = 2 \rho n (1-k)$$

$$k = \sqrt{2 \rho n + (\rho n)^2} - \rho n \quad \dots\dots\dots(9.3) \quad \text{وبالدستور فإن :-}$$

أن بعد محصلة الانضغاط عن الضلع الأعلى هو  $(k d / 3)$  بسبب التوزيع المثلثي للجهودات عليه فإن البعد بين قوتي الشد والانضغاط هو

$$J d = d - k d / 3$$





شكل (3.3)

توزيع الاجهادات والانفعالات تحت احمال التشغيل

وبأخذ العزوم حول قوة الشد فإن العزم الخارجي ( عزم الأحمال ) يساوي عزم المزدوج

الداخلي والذي يساوي :-  $M = C(Jd) = 0.5 f_c b kd Jd$

$$\therefore M = 0.5 f_c k J b d^2 \dots\dots\dots (10.3)$$

وبأخذ العزوم حول محصلة قوة الضغط فإن :-

$$M = T(Jd) = A_s f_s Jd \dots\dots\dots (11.3)$$

من المعادلتين أعلاه يمكن إيجاد العزم المسموح به للمقطع وذلك بفرض إجهاد الخرسانة يساوي الإجهاد المسموح به وإيجاد العزم من المعادلة الأولى ثم فرض الإجهاد للحديد يساوي الإجهاد المسموح به وإيجاد العزم من المعادلة الثانية ونعتمد أقل العزمين فهو يمثل العزم المسموح به .

عندما يكون العزم معلوماً والمطلوب إيجاد الاجهادات فإن :-

$$f_c = \frac{2M}{k J b d^2} \quad \text{اجهادات الانضغاط من معادلة ( 10.3 )}$$

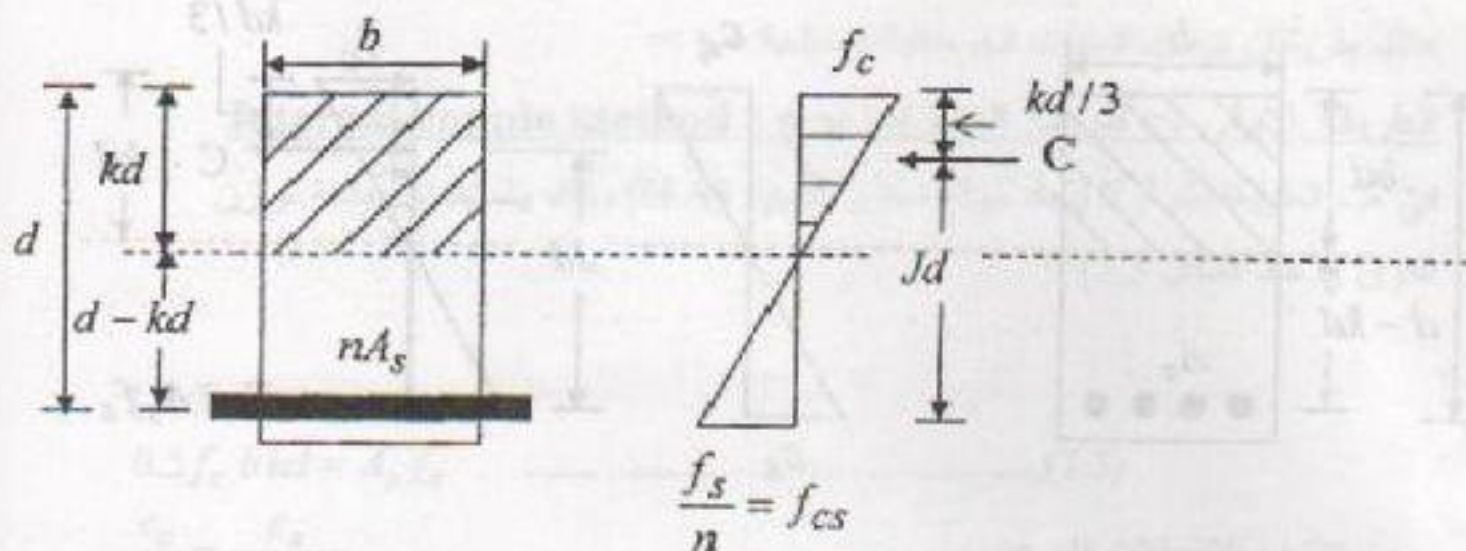
$$f_s = \frac{M}{A_s Jd} \quad \text{اجهادات الشد للحديد ( معادلة 11.3 )}$$

ويمكن إيجاد احد الاجهادات والآخر من التناسب .

### الطريقة الثانية - طريقة المقطع المحول Transformed Section Method

في هذه الطريقة يتم إيجاد موقع محور الحيود (N.A) بعد تحويل مساحة الحديد إلى

ما يكافئه من مساحة الخرسانة لاحظ الشكل (4.3) .



شكل (4.3)  
مبدأ المقطع المحول

من معادلة (2.3) فإن  $A_t = nA_s$   $n = E_s / E_c$

ثم يتم إيجاد (kd) أي بعد محور الحيود عن الألياف العليا للانضغاط بأخذ عزوم المساحات حول (N.A). عندئذ تتكون لدينا معادلة من الدرجة الثانية بحلها نحصل على k. كما يمكن اشتقاق معادلة لحساب (k) بالاعتماد على المبدأ أعلاه وكما يلي :-

$$b \frac{(kd)^2}{2} = n A_s (d - kd)$$

$$b \frac{(kd)^2}{2} - \rho n b d (d - kd) = 0$$

$$\frac{k^2}{2} - \rho n (1 - k) = 0$$

$$\therefore k^2 - 2\rho n - 2\rho n k = 0$$

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n$$

بالدستور فإن :-

وهي نفس المعادلة (9.3) التي توصلنا إليها باستخدام مبدأ العزم المزدوج ثم نجد عزم

$$I = \frac{b(kd)^3}{3} + n A_s (d - kd)^2$$

القصور الذاتي وكما يلي :-

ثم نستخدم المعادلات التالية لإيجاد الاجهادات :-

$$f_c = \frac{M k d}{I} \quad (12.3)$$



$$f_s = n f_{cs} = \frac{n M (d - kd)}{I} \dots \dots \dots (13.3)$$

ويمكن إيجاد احد الاجهادات والآخر بالتناسب .

أما العزم المسموح فيتم إيجاده بنفس الطريقة المذكورة في الفقرة السابقة . أي نفرض أن اجهادات الخرسانة تصل إلى الحد المسموح به ونجد (M) من المعادلة (12.3) ثم نفرض أن اجهادات الحديد تصل إلى الحد المسموح به ونجد (M) من معادلة (13.3) ونعتمد اقل القيمتين .

**مثال 2.3:-** الشكل (5.3) يوضح مقطع عتبة خرسانية مسلحة عرضه  $b = 300 \text{ mm}$  والعمق الفعال  $d = 500 \text{ mm}$  ، مساحة الحديد  $A_s = 1500 \text{ mm}^2$  ، معامل المعيارية  $n = 8$  ، احسب اجهادات الخرسانة والحديد إذا كان عزم الانحناء المسلط يساوي  $70 \text{ KN.m}$

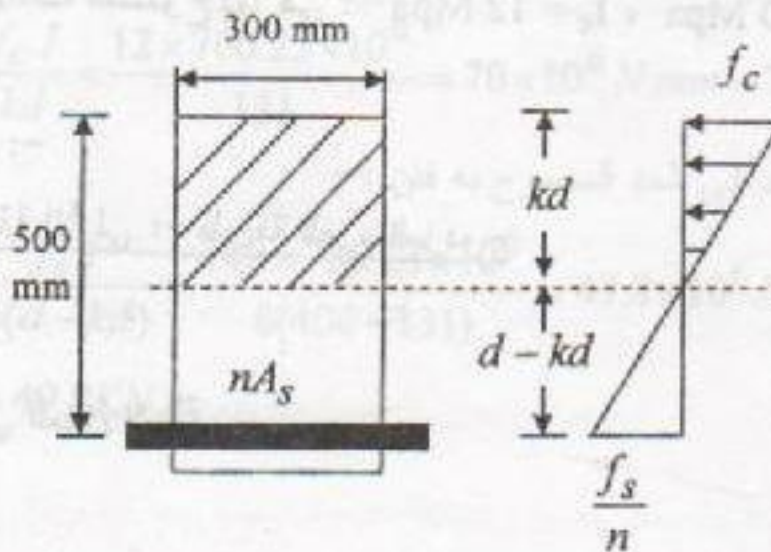
**الحل :-**

**الطريقة الأولى :-** طريقة العزم المزدوج لاحظ الشكل (5.3) :-

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n \quad \rho = \frac{1500}{300 \times 500} = 0.01$$

$$\rho n = 0.08 \quad \therefore k = \sqrt{2 \times 0.08 + (0.08)^2} - 0.08 = 0.328$$

$$kd = 0.328 \times 500 = 164 \text{ mm}$$



**شكل (5.3)**  
**مقطع العتبة للمثال (2.3)**

$$J = 1 - \frac{k}{3} = 0.89$$

$$Jd = 445 \text{ mm}$$

$$f_c = \frac{2M}{KJbd^2} = \frac{2 \times 70 \times 10^6}{0.328 \times 0.89 \times 300 \times 500^2} = 6.39 \text{ Mpa}$$

$$f_s = \frac{M}{A_s Jd} = \frac{70 \times 10^6}{1500 \times 445} = 104.9 \text{ Mpa}$$

الطريقة الثانية :- طريقة المقطع المحول

بنفس الطريقة السابقة نجد  $k$  ثم نجد  $I$  كما يلي :-

$$I = \frac{300 \times 164^3}{3} + 8 \times 1500 \times (500 - 164)^2 = 1795 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_c = \frac{M kd}{I} = \frac{70 \times 10^6 \times 164}{1795 \times 10^6} = 6.39 \text{ Mpa}$$

$$f_s = n f_{cs} = n \frac{M(d - kd)}{I} = \frac{8 \times 70 \times 10^6 (500 - 164)}{1795 \times 10^6} = 104.8 \text{ Mpa}$$

مثال 3.3 :- في عتبة خرسانية مسلحة (شكل 6.3)  $d = 400 \text{ mm}$  ،  $b = 250 \text{ mm}$

$n = 8$  ،  $A_s = 1000 \text{ mm}^2$  احسب اكبر عزم خدمي يمكن تسليطه على العتبة إذا كانت

الاجهادات المسموح بها هي :-  $f_c = 12 \text{ Mpa}$  ،  $f_s = 140 \text{ Mpa}$

الحل :-

الطريقة الأولى :- طريقة العزم المزدوج

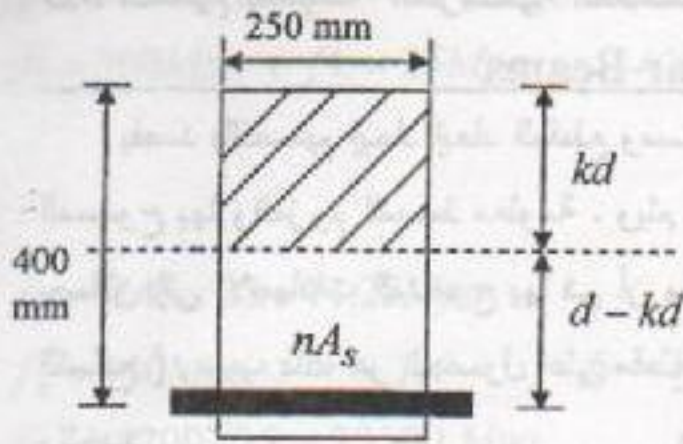
$$\rho = \frac{1000}{250 \times 400} = .01$$

$$k = 0.328$$

$$J = 1 - \frac{k}{3} = 0.89$$

كما في المثال السابق





شكل (6.3)  
المقطع الخرساني للمثال (3.3)

إذا فرضنا أن اجهادات الخرسانة تصل إلى الحد المسموح به .

$$M = \frac{f_c}{2} b k d J d = \frac{12}{2} (250)(400)^2 \times 0.328 \times 0.89 \times 10^{-6} = 70 \text{ KN.m}$$

إذا فرضنا أن اجهادات الحديد تصل إلى الحد المسموح به فان :-

$$\therefore M = A_s f_s J d = 1000 \times 140 \times 0.89 \times 400 = 49.8 \times 10^6 \text{ N.m} = 49.8 \text{ KN.m}$$

$$M = 49.8 \text{ KN.m}$$

العزم المسلط

الطريقة الثانية :- طريقة المقطع المحول :- من أعلاه :-

$$k = 0.328 \quad k d = 131 \text{ mm} \quad J = 0.89 \quad J d = 356 \text{ mm}$$

$$\therefore I = \frac{250(131)^3}{3} + 8000(400 - 131)^2 = 766.23 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

في حالة وصول اجهادات الخرسانة إلى الحد المسموح به فان :-

$$M = \frac{f_c I}{k d} = \frac{12 \times 766.23 \times 10^6}{131} = 70 \times 10^6 \text{ N.mm} = 70 \text{ KN.m}$$

في حالة وصول اجهادات الحديد الى الحد المسموح به فان :-

$$M = \frac{f_s I}{n(d - k d)} = \frac{140 \times 766.23 \times 10^6}{8(400 - 131)} = 49.8 \times 10^6 \text{ N.m} = 49.8 \text{ KN.m}$$

$$\therefore M = 49.8 \text{ KN.m}$$

### 6.3 تصميم العتبات الخرسانية المسلحة المستطيلة المقطع :-

#### Design of R.C Rectangular Beams

يقصد بالتصميم إيجاد أبعاد المقطع ومساحة وتفاصيل الحديد حيث تكون الاجهادات المسموح بها والعزوم المسلط معلومة . ويتم التصميم على اعتبار ان الحديد والخرسانة يصلان إلى الاجهادات المسموح بها في آن واحد ( يسمى المقطع في هذه الحالة متوازن التسليح ) وسبب ذلك هو الحصول على مقطع اقتصادي باستغلال كل خواص الخرسانة والحديد .

يتم إيجاد المعامل ( k ) بأخذ تناسب الاجهادات ( شكل 4.3 ) :-

$$\frac{f_c}{kd} = \frac{f_s / n}{d - kd} \quad \therefore \frac{f_s}{f_c} = \frac{n(1-k)}{k}$$

$$r = \frac{n(1-k)}{k} \quad \text{حيث} \quad r = \frac{f_s}{f_c}$$

$$rk = n(1-k) = n - nk$$

$$\therefore k = \frac{n}{n+r} \quad (14.3)$$

$$M = 0.5 f_c K J b d^2 \quad \text{ثم نستخدم المعادلة (10.3)}$$

$$R = 0.5 f_c K J \quad \text{وإذا رمزنا إلى :-}$$

$$M = R b d^2 \quad (15.3) \quad \text{فان}$$

إن R تعتمد على خواص المواد وليس لها علاقة بأبعاد المقطع .

من المعادلة السابقة نجد قيمة  $b d^2$  ثم نجد الأبعاد وهناك ثلاث احتمالات .

1- الأبعاد غير معلومة نفرض احدها ونجد الثاني فنحصل على أزواج من القيم نختار العملية منها .

2- قد تكون النسبة بين الأبعاد معلومة نعوض ونجد الأخرى .

3- قد يكون احد الأبعاد معلوماً نعوض لإيجاد الآخر .

$$A_s = \frac{M}{f_s J d}$$

ثم يتم حساب الحديد من المعادلة

ثم نكمل التصميم بحساب عدد القضبان ورسم تفاصيل المقطع .



**مثال 4.3 :-** صمم العتبة المبيّنة في الشكل (7.3) لتقاوم عزم انحناء ناتج عن حمل خدمي

منتشر منتظم مقداره  $24 \text{ KN/m}$  استخدم  $f_y = 300 \text{ Mpa}$  ،  $f'_c = 25 \text{ Mpa}$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$f_c = 0.45 \times 25 = 11.25 \text{ Mpa}$$

الحل :-

$$f_s = 140 \text{ Mpa} \quad \text{for} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{25} = 23500 \text{ Mpa} \quad n = E_s / E_c = 8.51$$

استخدم  $n = 9$  حيث قيمة  $(n)$  حسب الكود تقرب إلى اقرب عدد صحيح .

لإيجاد وزن العتبة نفرض أن العمق الكلي  $= 600 \text{ mm}$  عليه فإن :-

$$W_b = 0.6 \times 0.25 \times 24 = 3.6 \text{ KN/m}$$

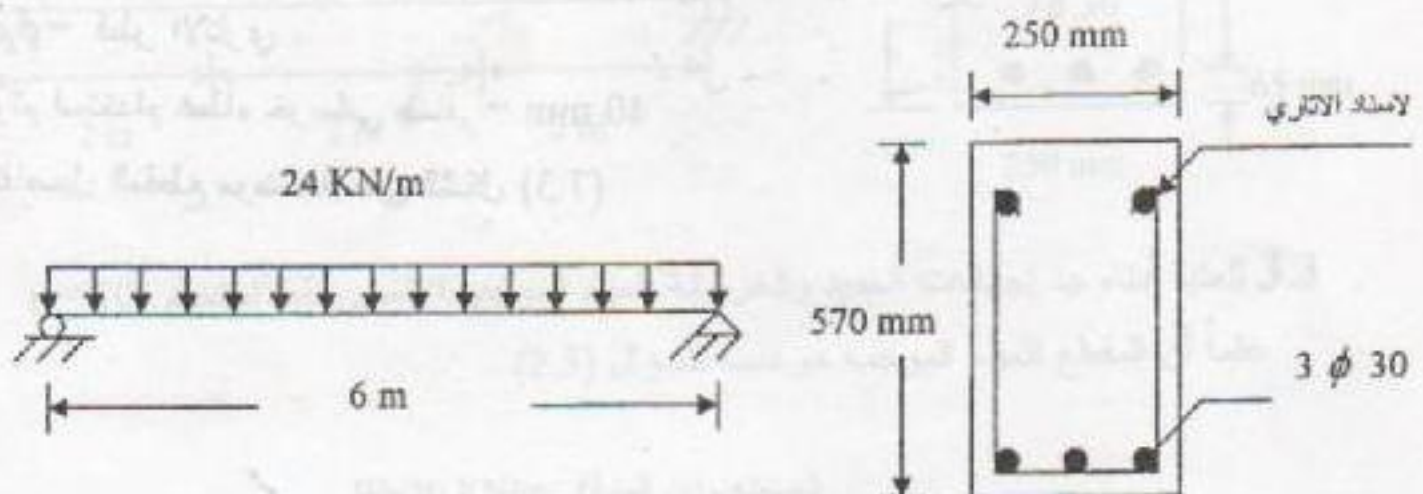
$$W_b = 4 \text{ KN/m}$$

استخدم

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{28 \times 6^2}{8} = 126 \text{ KN.m}$$

$$k = \frac{n}{n+r} = \frac{9}{9 + \frac{140}{11.25}} = 0.42$$

$$J = 1 - \frac{k}{3} = 0.86$$



شكل (7.3)

تفاصيل العتبة للمثال (4.3)

$$R = 0.5 \times 11.25 \text{ kJ} = 2.03$$

$$M = Rbd^2 = 2.03bd^2$$

$$bd^2 = \frac{126 \times 10^6}{2.03} = 62.07 \times 10^6$$

$$b = 250 \text{ mm} \quad \therefore d = 498 \text{ mm} \quad Jd = 428 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s Jd} = \frac{126 \times 10^6}{140 \times 428} = 2102 \text{ mm}^2$$

استخدم قضبان نوع (( $\phi 30$ )) حيث  $A_b = 707 \text{ mm}^2$  عليه يكون عدد القضبان مساوياً إلى

$$n = \frac{2102}{707} = 2.97$$

استخدم قضبان (3 $\phi 30$ ).

$$h = d + \frac{\phi}{2} + \phi_s + 40$$

العمق الكلي يصبح

$$h = 498 + 15 + 10 + 40 = 563 \text{ mm}$$

$$h = 570 \text{ mm}$$

استخدم

الرموز التي استخدمت لإيجاد h هي :-

$\phi$  = قطر القضيب الرئيسي .

$\phi_s$  = قطر الاتاري .

وتم استخدام غطاء خرساني صافي = 40 mm

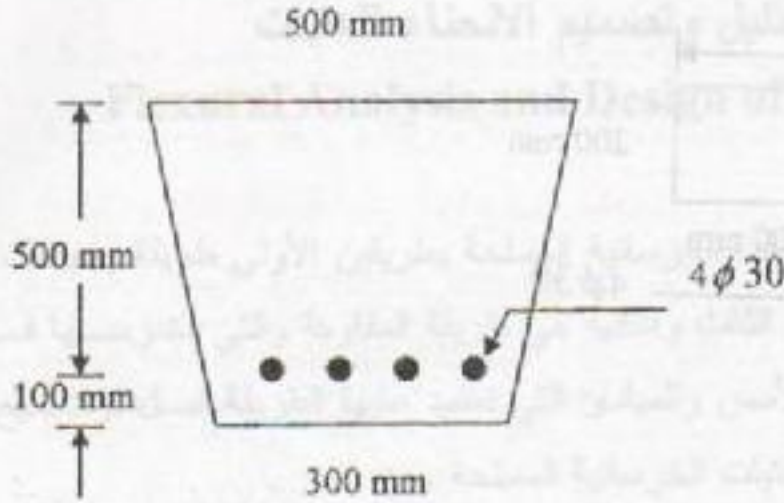
تفاصيل المقطع موضحة على الشكل (7.3)



### مسائل :-

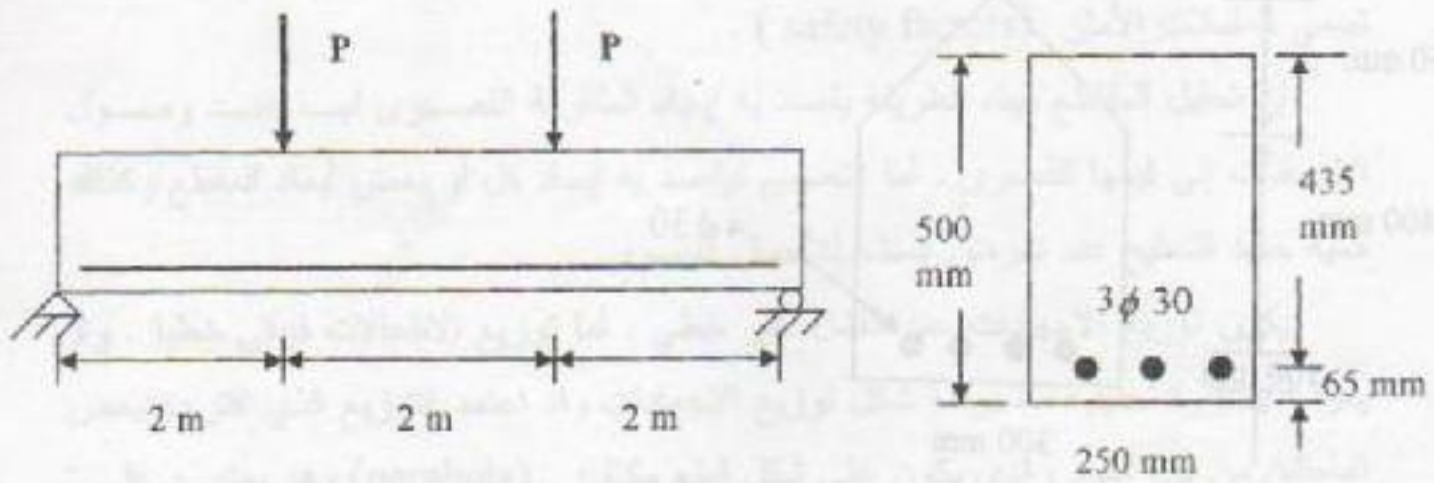
1.3 جد عزم الشقق للمقطع أدناه إذا كان معامل الكسر يساوي  $3.13 \text{ Mpa}$

$$f'_c = 20 \text{ Mpa}$$



2.3 جد أقصى حمل خدسي مركز (p) يمكن تسليطه على العتبة أدناه بحيث لا يحدث شقق

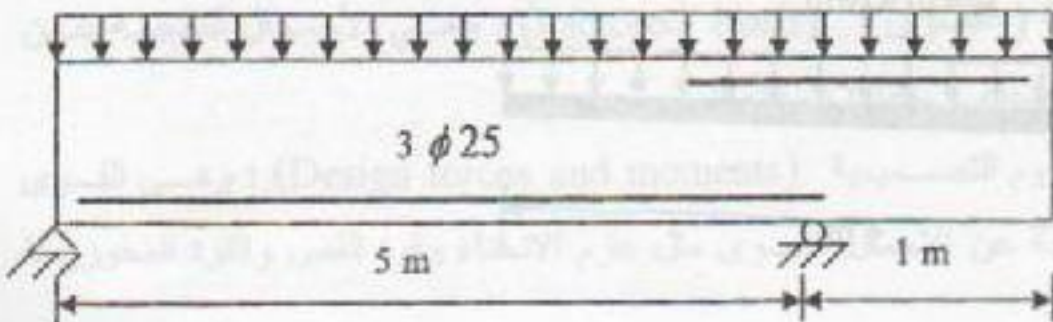
$$f_r = 4 \text{ Mpa}, \quad n = 8$$



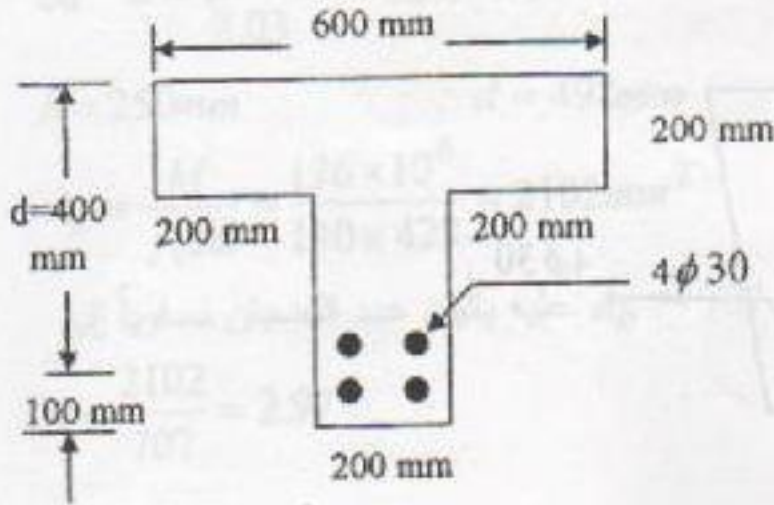
3.3 للعتبة أدناه جد اجهادات الحديد والخرسانة للعزم الموجب الأقصى فقط. استخدم  $n = 10$

علماً أن المقطع للعزم الموجب هو نفسه للسؤال (2.3).

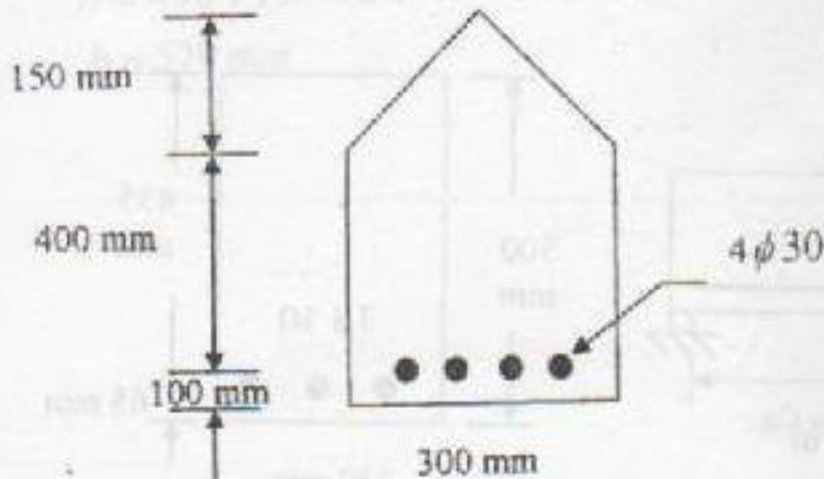
$$W = 20 \text{ KN/m} \quad (\text{بعضته وزن العتبة})$$



4.3 لمقطع العتبة أدناه احسب اجهادات الحديد والخرسانة إذا كان العزم المسلط  $M = 100 \text{ KN.m}$  ، ومعامل المعيارية  $n = 10$  .

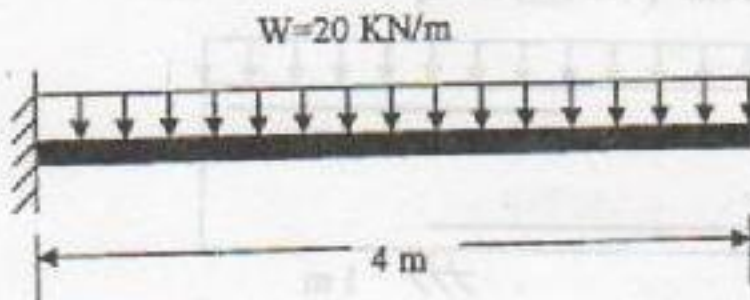


5.3 جد اجهادات الحديد والخرسانة للمقطع أدناه إذا كان العزم الخدمي المسلط  $M = 100 \text{ KN.m}$  ، ومعامل المعيارية  $n = 10$



6.3 صمم العتبة أدناه إذا كان الحمل المنتظم المنتظم يساوي  $(20 \text{ KN/m})$  ،  $n = 10$

عرض المقطع  $b = 300 \text{ mm}$  ، والاجهادات المسموح بها  $f_c = 10 \text{ Mpa}$  ،  $f_s = 140 \text{ Mpa}$





## الفصل الرابع

### تحليل وتصميم الانحناء للعتبات

### Flexural Analysis and Design of Beams

#### 1.4 مقدمة

يتم تحليل وتصميم العتبات الخرسانية المسلحة بطريقتين الأولى طريقة إجهادات التشغيل وقد تمت دراستها في الفصل الثالث والثانية هي طريقة المقاومة والتي سندرسها في هذا الفصل ولا بد من توضيح الأسس والمبادئ التي تعتمد عليها الطريقة قبل توضيح كيفية استخدامها لتحليل وتصميم العتبات الخرسانية المسلحة .

#### 2.4 طريقة المقاومة Strength Method

في هذه الطريقة تصمم الأعضاء الإنشائية وتحال على أساس الأحمال القصوى التي يتحملها المنشأ عند الفشل أي عند وصول الإجهادات للخرسانة والحديد إلى قيمها القصوى ونحصل على الأحمال القصوى بضرب الأحمال المتوقع تسليطها طيلة عمر المنشأ بمعاملات تسمى معاملات الأمان (safety factors) .

إن تحليل المقاطع بهذه الطريقة يقصد به إيجاد المقاومة القصوى لها عند وصول الإجهادات إلى قيمها القصوى . أما التصميم فيقصد به إيجاد كل أو بعض أبعاد المقطع وكذلك كمية حديد التسليح عند تعرض المنشأ للأحمال القصوى .

يكون توزيع الإجهادات عند الفشل غير خطي . أما توزيع الانفعالات فيبقى خطياً . ولا يعرف بصورة تحليلية مضبوطة شكل توزيع الإجهادات وقد اعتمد التوزيع الذي اقترحه بعض الباحثين من قبل الكود والذي يكون على شكل قطع مكافئ (parabola) وهو يعتمد على عدد كبير من التجارب المختبرية .

هناك مفاهيم مهمة تخص التحليل والتصميم بهذه الطريقة سنعرف أهمها :

أ- الأحمال الخدمية (service loads) : وهي الأحمال التي تسلط فعلاً على المنشأ مثل الأحمال الحية والميتة وأحمال الريح وغيرها .

ب- الأحمال المعاملة (التصوى) (Factored loads) : وهي الأحمال الناتجة عن ضرب الأحمال الخدمية بمعاملات الأمان .

ج- القوى والعزوم التصميمية (Design forces and moments) : وهي القوى والعزوم الناتجة عن الأحمال القصوى مثل عزم الانحناء وقوة القص والقوة المحورية



وغيرها ويرمز لعزم الانحناء التصميمي ( $M_u$ ) ولقوة القص التصميمية ( $V_u$ ) وللقوة المحورية التصميمية ( $P_u$ ) ولعزم اللي التصميمي ( $T_u$ ). وقد تسمى القوى والعزوم المعاملة (Factored Forces and Moments)

هـ- المقاومة المطلوبة (Required strength) : وهي المقاومة التي يجب أن يوفرها المقطع وتساوي القوى والعزوم التصميمية ، فالمقاومة المطلوبة للانحناء فعلا هي ( $M_u$ ) وهكذا بالنسبة لباقي أنواع المقاومة .

و- المقاومة الاسمية (Nominal strength) : مقاومة المقطع المحسوبة على أساس نظرية المقاومة ومتطلبات الكود وهي أقصى مقاومة للمقطع ويفترض من الناحية النظرية أن تساوي المقاومة التي يفشل عندها المقطع ويرمز للمقاومة الاسمية للانحناء بالرمز ( $M_n$ ) وللقص بالرمز ( $V_n$ ) وللقوة المحورية بالرمز ( $P_n$ ) وللي بالرمز ( $T_n$ )

ز- المقاومة التصميمية (Design strength) : وهي مقاومة المقطع التي يتم اعتمادها في التحليل والتصميم وتساوي حاصل ضرب المقاومة الاسمية بمعامل أقل من واحد يسمى معامل خفض المقاومة ويعود سبب ذلك إلى عدم التأكد من مقاومات المواد والتقريب في التحليل والتصميم وسيتم ذكر قيم معامل خفض المقاومة للأعضاء الإنشائية في الفقرة التالية.

### الفرضيات الأساسية للطريقة Basic Assumptions

تعتمد النظرية على الفرضيات الأساسية التالية :

- 1- القوى الداخلية للمقطع تكون متوازنة مع القوى الخارجية ، وهي حقيقة لأن أي جسم مستقر يجب أن تكون القوى عليه متوازنة كشرط لاستقراره .
- 2- وجود تماسك تام بين الخرسانة وحديد التسليح .
- 3- المقاطع المستوية قبل التحميل تبقى مستوية بعد تسليط الأحمال . هذا الافتراض يعنى أن الانفعالات تكون متناسبة مع البعد عن محور الحيود (N.A) .
- 4- إهمال إجهادات الشد التي تتحملها الخرسانة .
- 5- الطريقة تبنى على أساس العلاقة الفعلية بين الإجهاد والانفعال لمادتي الخرسانة والحديد وليس على التقريب كما هو الحال مع طريقة إجهادات التشغيل .
- 6- إجهاد الحديد لا يزيد عن مقاومة الخضوع ( $f_y$ ) لاحظ الشكل (2.1) .

### 3.4 معاملات الأمان Safety Factors :

معاملات الأمان يمكن أن تعرف بطريقتين :



## الاجهاد الاقصى

أ- معامل الأمان = \_\_\_\_\_

الاجهاد المسموح به

الحمل الاقصى

ب- معامل الامان = \_\_\_\_\_

الحمل الخدمي

عند التصميم بطريقة إجهادات التشغيل يتم اعتماد التعريف الأول حيث تعتمد الأحمال الحقيقية المسالطة على المنشأ ( الخدمية ) وتقسّم الاجهادات القصوى على معامل أمان يكون أكبر أو يساوي (2) للحصول على الاجهادات الخدمية (المسموح بها) .

أما عند استخدام طريقة المقاومة فيتم اعتماد التعريف الثاني ذلك لأننا نعتد الاجهادات القصوى لمادتي الحديد والخرسانة وهنا يتم ضرب الأحمال التي يتعرض لها المنشأ بمعاملات الأمان للحصول على الأحمال القصوى التي يصمم المقطع على أساسها .

يتم اعتماد معاملات الأمان بسبب عدم التأكد الناتج عما يلي :

- 1- الأحمال الحقيقية قد تختلف عن تلك المعتمدة في التصميم .
- 2- قد توزع الأحمال بطريقة مغايرة لما اعتمد في التصميم .
- 3- الافتراضات والتبسيطات المعتمدة في التحليل النظري قد تؤدي إلى أن القوى الداخلية والعزوم تكون مختلفة عن تلك المحسوبة بالتحليل .
- 4- قد يكون التصرف الحقيقي للمنشأ مختلفا عن المفروض بسبب قلة المعرفة الحالية .
- 5- قد تختلف أبعاد المقطع عن المحددة بالتصميم .
- 6- قد لا تكون قضبان التسليح في مكانها المحدد بالتصميم .
- 7- المقاومة الحقيقية للمواد الداخلة في المنشأ قد تختلف عن المحددة من قبل المصمم . وهناك نوعان من المعاملات المعتمدة من قبل الكود :

## 1.3.4 معاملات الحمل Load Factors

هناك عدد كبير من الأحمال التي قد يتعرض لها المنشأ لكل منها معامل أمان معين لكن المهم من هذه الأحمال ثلاثة أنواع هي الأحمال الميتة والحية وأحمال الريح وقد تم تعريف هذه الأنواع من الأحمال في الفصل الثاني . إن المقاومة التي يجب توفيرها لمقاومة الحمل الميت والحي يجب أن تساوي على الأقل :

$$U = 1.2D + 1.6L \dots\dots\dots(1.4)$$



حيث  $U$  = المقاومة المطلوبة  $L$  = الحمل الحي  $D$  = الحمل الميت

إن زيادة معامل الأمان للحمل الحي عن الميت يعود إلى أن المصمم يمكنه تقدير قيم الأحمال الميتة بصورة أفضل بكثير من الأحمال الحية .

عند أخذ أحمال الرياح ( $W$ ) والثلج ( $S$ ) والمطر ( $R$ ) وأحمال المسطح ( $L_r$ ) بنظر الاعتبار إضافة إلى الأحمال الحية والميتة فإن الكود يعتمد معاملات الأمان التالية :-

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.8W) \dots\dots\dots (2.4)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \dots\dots\dots (3.4)$$

وعند أخذ قوى الشد المتولدة بسبب الرياح على الاعضاء فإن القوى العمودية تنقل إلى أقل حد ممكن . عنئذ يمكن اعتبار الحمل الحي صفراً وتقليل الحمل الميت بنسبة (10%) وعلى هذا الأساس فإن الكود يأخذ الاحتمال التالي بنظر الاعتبار :

$$U = 0.9D + 1.6W \dots\dots\dots (4.4)$$

إن سبب خفض قيمة الحمل الميت في هذه الحالة هو احتمال الزيادة في تقدير الحمل الميت من قبل المصمم ويتم تطبيق المعاملات أعلاه لحالات التحميل المختلفة وتعتمد الحالة التي تسبب أعلى قيمة للمقاومة المطلوبة ( $U$ ). وهذه المعاملات تمثل الحد الأدنى ويمكن زيادتها في الحالات التي يشعر المصمم أن نتائج الفشل تتطلب ذلك .

### 2.3.4 معاملات خفض المقاومة Strength Reduction Factors

تكرنا سابقاً أن المقاومة التصميمية يتم الحصول عليها بضرب المقاومة الاسمية بمعامل أقل من واحد يسمى معامل خفض المقاومة ويرمز له بالرمز ( $\phi$ ) وبذا فإن المقاومة التصميمية الانحناء يرمز لها ( $\phi M_n$ ) والمقاومة التصميمية للقص يرمز لها ( $\phi V_n$ ) والمقاومة التصميمية للحمل المحوري يرمز لها ( $\phi P_n$ ) وهكذا بالنسبة لباقي أنواع المقاومة .

تختلف قيمة هذا المعامل باختلاف أنواع المقاومة المطلوبة فهو يساوي :-

للأعضاء التي يتحكم فيها فشل الشد  $\phi = 0.9$

للأعضاء التي يتحكم فيها فشل الانضغاط :-

أ- للأعضاء حلزونية التسليح  $\phi = 0.7$

ب- لباقي الأعضاء المسلحة  $\phi = 0.65$

للقص واللي  $\phi = 0.75$

وبصورة عامة فإن المقاومة المطلوبة يجب أن تكون أقل أو تساوي المقاومة التصميمية

أي أن :

$$M_u \leq \phi M_n \quad P_u \leq \phi P_n \quad V_u \leq \phi V_n$$



وللوصول إلى فهم أوضح لمعامل خفض المقاومة فإن المقاومة الاسمية للمقطع يجب أن

تكون أكبر من المقاومة المطلوبة بمقدار يساوي  $(\frac{1}{\phi})$  على الأقل أي أن :-

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} \quad P_n \geq \frac{P_u}{\phi} \quad V_n \geq \frac{V_u}{\phi}$$

#### 4.4 توزيع الاجهادات والانفعالات Stress and Strain Distribution

يفترض أن الانفعالات تكون ذات توزيع خطي عند التحليل بهذه الطريقة ، هذا وقد أثبتت التجارب أنه حتى عند الفشل فإن هذا الافتراض يكون صحيح إلى حد ما . أما بالنسبة لتوزيع الاجهادات فإنه يكون خطياً لحد  $(0.5f'_c)$  تقريباً . ثم يصبح بعدها غير خطي .

الشكل الحقيقي للتوزيع غير معروف لحد الآن وذلك لأن منحني الإجهاد- الانفعال للخرسانة يعتمد على عدة عوامل منها مقاومة الخرسانة ، سرعة التحميل .... الخ . وقد تم اعتماد شكل توزيع الاجهادات الموضح في الشكل (1.4) من قبل الكود وهو عبارة عن قطع مكافئ.

ليس المهم في التحليل والتصميم أن نحدد الشكل الدقيق لتوزيع الاجهادات بل المهم هو

تحديد :-

- 1- القوة الكلية C للخرسانة
- 2- موقع القوة أي بعدها عن ألياف الانضغاط العليا . ويمكن التعبير عن محصلة قوة انضغاط الخرسانة كما يلي :-

$$C = f_{av}bc \dots \dots \dots (5.4)$$

حيث  $f_{av}$  = معدل إجهاد الانضغاط للخرسانة  $b$  = عرض المقطع  $c$  = عمق محور الحيود

كما يمكن كتابة محصلة الانضغاط للخرسانة بالشكل التالي :-

$$C = \alpha f'_c bc \dots \dots \dots (6.4)$$

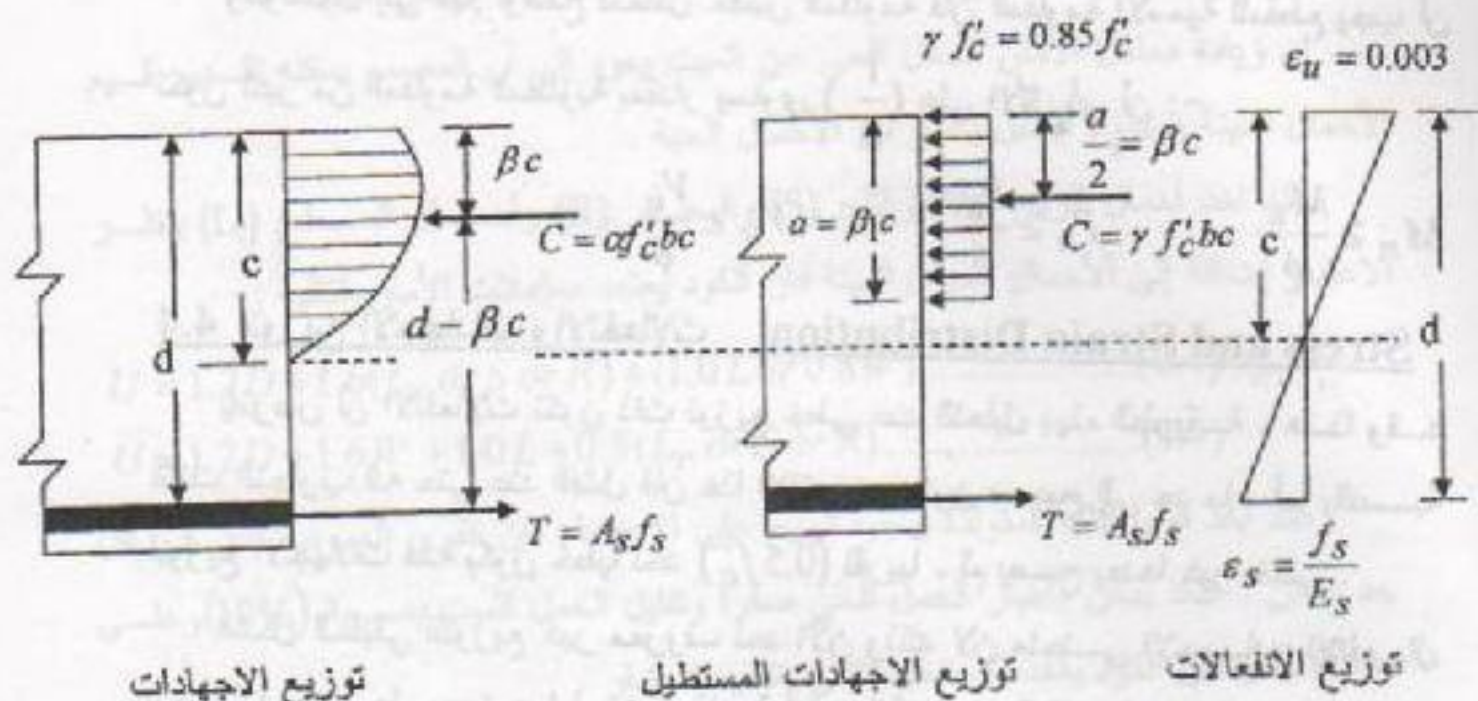
حيث  $\alpha$  = النسبة بين معدل إجهاد الخرسانة إلى مقاومة الخرسانة .

إن موقع المحصلة يعبر عنه عادة بالمقدار  $(\beta c)$  حيث  $\beta$  = النسبة بين عمق محصلة الانضغاط إلى عمق محور الحيود .

من النتائج المختبرية فإن قيم المتغيرين  $\alpha$  و  $\beta$  هي كما يلي :-

$\alpha = 0.72$  لقيم  $f'_c \leq 30 \text{ Mpa}$  وتنقص بمقدار (0.04) لكل (7Mpa) زيادة في مقاومة الخرسانة على أن لا تقل قيمتها عن  $(\alpha = 0.56)$





شكل (1.4)

توزيع الاجهادات والانفعالات للعتبات .

$\beta = 0.425$  لقيم  $f'_c \leq 30 \text{ Mpa}$  وتنقص بمقدار (0.025) لكل (7 Mpa) زيادة في

مقاومة الخرسانة على أن لا تقل قيمتها عن ( $\beta = 0.325$ ) .

يصبح تحليل بعض المقاطع معقدا عند اعتماد التوزيع أعلاه ويتم تقريب توزيع الإجهادات إلى أشكال منتظمة وقد اعتمد التقريب المستطيل من قبل الكود والذي اقترح أصلا من قبل العالم (Whitney) على شرط أن يكون مقدار قوة الانضغاط نفسه ولها نفس الموقع كما موضح في الشكل (1-4) .

فلو فرضنا أن عمق منطقة الانضغاط هو (a) فإن :

$$C = \alpha f'_c b c = \gamma f'_c a b \dots \dots \dots (7.4)$$

ولو عبرنا عن (a) كما يلي :

$$a = \beta_1 c \dots \dots \dots (8.4)$$

فإننا يمكن أن نحصل على قيم  $\gamma$  ،  $\beta_1$  بدلالة  $\alpha$  ،  $\beta$  كما يلي :

أ- بما أن موقع المحصلة هو نفسه للحالتين ( التوزيع المنحني والمستطيل ) فإن :

$$\frac{a}{2} = \beta c \quad \therefore a = 2\beta c$$

من معادلة (8.4) فإن

$$\beta_1 c = 2\beta c$$

$$\beta_1 = 2\beta \dots \dots \dots (9.4)$$



وبالتعويض في المعادلة (7.4) فإن :

$$\alpha f'_c cb = \gamma f'_c \beta_1 cb$$

$$\therefore \gamma = \alpha / \beta_1 \dots \dots \dots (10.4)$$

من المعادلات أعلاه ومن قيم  $(\alpha, \beta)$  يمكن إيجاد قيم  $(\beta_1, \gamma)$  وهي :

$$\gamma = \alpha / \beta_1 = 0.85 \dots \dots \dots (11.4)$$

وهي ثابتة لا تتغير

$\beta_1 = 0.85$  لقيم  $f'_c \leq 30 \text{ MPa}$  وتقل القيمة بمقدار (0.05) لكل زيادة (7Mpa) في

مقاومة الخرسانة على أن لا تقل قيمتها عن (0.65) أي أن :

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05(f'_c - 30) / 7 \quad 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85 \dots \dots \dots (12.4)$$

#### 5.4 تصنيف العتبات حسب كمية حديد التسليح

تعتمد نظرية المقاومة على أن الفشل في العتبات يحصل إما بخضوع الحديد أي وصوله إلى إجهاد الخضوع ( $f_y$ ) ويسمى فشل الشد (Tension failure) أو تهشم الخرسانة قبل وصول الحديد إلى إجهاد الخضوع ويسمى فشل الانضغاط (Compression failure) وقد وجد من التجارب أن تهشم الخرسانة يحدث عند انفعال يتراوح ما بين (0.003) و (0.004) وقد تم اعتماد الانفعال الأقصى ( $\epsilon_u = 0.003$ ) كقيمة محافظة للانفعال عند تهشم الخرسانة من قبل الكود .

أما عند وصول الخرسانة إلى الانفعال الأقصى في نفس الوقت الذي يصل فيه إجهاد الحديد إلى حد الخضوع فيسمى الفشل بالفشل المتوازن (Balanced Failure) .  
إن نوع الفشل يعتمد على كمية حديد التسليح عند كون أبعاد المقطع ومقاومة المواد محددة وتصنف المقاطع حسب نسبة الحديد إلى :

#### 1.5.4 العتبات متوازنة التسليح Balanced Reinforced Beams

في هذه العتبات يحدث الفشل بخضوع الحديد ( $f_s = f_y$ ) وتهشم الخرسانة ( $\epsilon_c = \epsilon_u$ ) في آن واحد . ويمكن اشتقاق معادلة لتحديد نسبة الحديد التي تؤدي إلى كون المقطع متوازنا ويطلق عليها نسبة التوازن ( $\rho_b$ ) وتؤخذ نسبة إلى المقطع الفعال (bd) .  
من توازن القوى (شكل 1.4) :

$$T = C$$

$$A_s f_y = 0.85 f'_c a b = 0.85 \beta_1 c f'_c b$$

$$\rho b d f_y = 0.85 \beta_1 f'_c c b \dots \dots \dots (13.4)$$

$$\therefore \rho = \frac{0.85 \beta_1 c f'_c}{f_y d} \dots \dots \dots (14.4)$$



ومن توافق الانفعالات (شكل 1-4) وعند أخذ ( $\epsilon_u = 0.003$ ) كشرط لازم لتسليم الخرسانة فإن :

$$\frac{c_b}{d} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y}$$

$$c_b = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \frac{f_y}{E_s}} d \quad E_s = 200000 \text{ MPa} \quad \epsilon_u = 0.003$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} d \quad (15.4)$$

وبالتعويض في معادلة (14-4) فإن نسبة التوازن  $\rho_b$  تساوي :

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \quad (16.4)$$

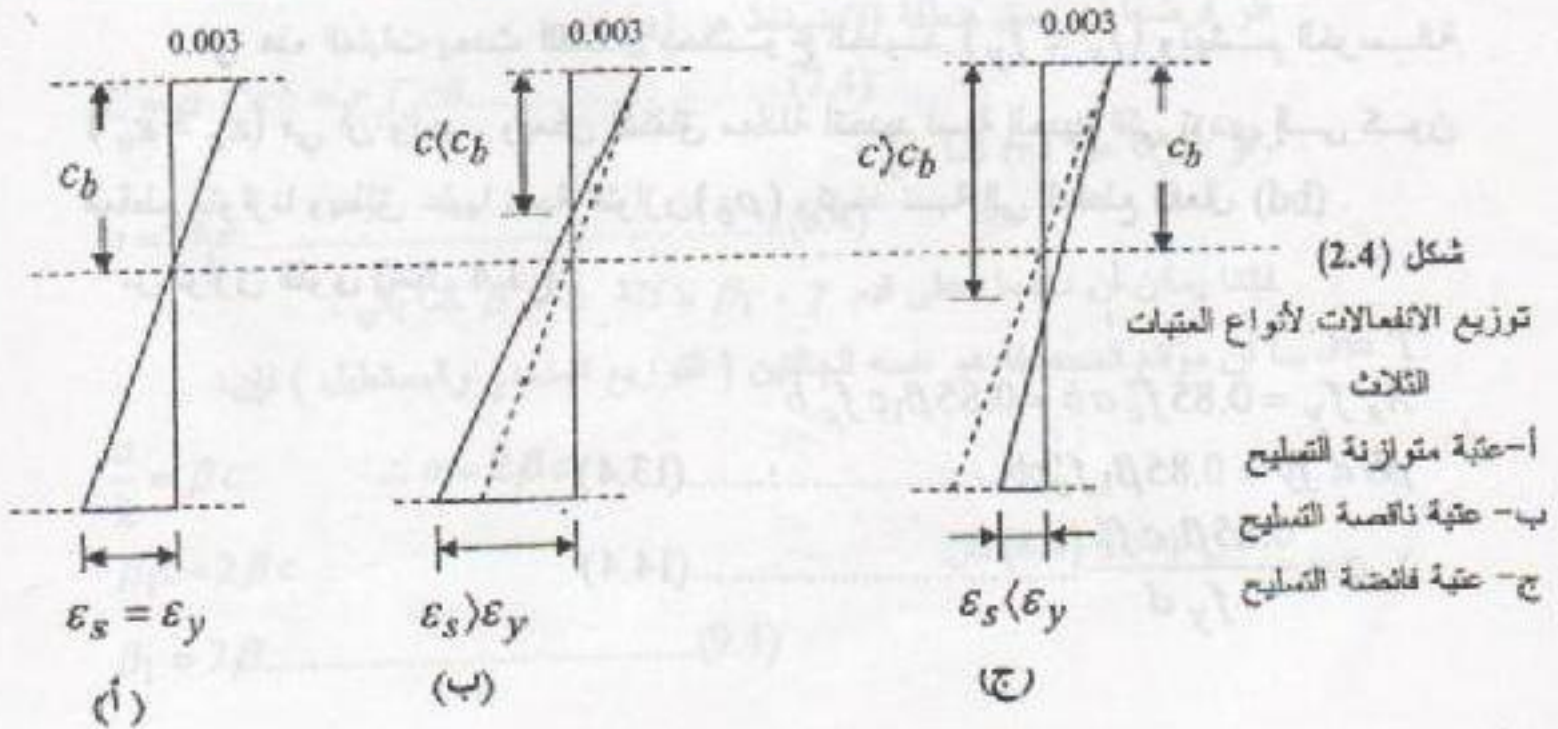
إن توزيع الانفعالات لفشل التوازن موضح في الشكل (1.2.4)

#### 2.5.4 العتبات ناقصة التسليح Under Reinforced Beams

وهي العتبات التي تكون فيها نسبة الحديد أقل من تلك التي تسبب الفشل المتوازن أي أن

$$\rho = \frac{A_s}{bd} < \rho_b \quad \text{وهنا يكون} \quad c < c_b \quad , \quad \epsilon_s < \epsilon_y$$

يحدث الفشل عند وصول الحديد إلى ( $f_y$ ) أولاً حيث يحدث هطول في العتبة يتبعه تحول في موقع محور الحيود وزيادة في انفعالات الخرسانة إلى أن تصل إلى ( $0.003$ ) فتتهشم ويسمى الفشل في هذه الحالة فشل الشد (Tension Failure). توزيع الانفعالات له موضحة في الشكل (2.4 ب).



#### 3.5.4 العتبات فائضة التسليح Over Reinforced Beams

وهي العتبات التي تكون فيها نسبة التسليح اكبر من النسبة التي تسبب فشل التوازن أي

$$\rho = \frac{A_s}{bd} > \rho_b \quad \text{وهنا يكون} \quad c > c_b \quad , \quad \epsilon_s < \epsilon_y$$

ويحدث الفشل بتهشم الخرسانة أي وصولها إلى انفعالات ( $\epsilon_u = 0.003$ ) قبل وصول الحديد إلى إجهاد الخضوع ( $f_y$ ). ويسمى الفشل فشل الانضغاط (Compression failure).

إن هذا النوع من الفشل يكون فجائياً ويدون تحذير عكس فشل الشد عليه فإن المدونات (codes) لا تسمح بهذا النوع من الفشل وذلك بتصميم العتبة ناقصة التسليح كما سنوضح لاحقاً.

انفعالات هذا النوع من العتبات موضحة على الشكل (2.4 ج).



## 6.4 الاعتبارات العملية في تصميم العتبات Practical Considerations

من الاعتبارات العملية في تصميم العتبات ما يلي :

تقدير وزن العتبة : إذا كانت الأبعاد للعتبة قد فرضت لأجل التحليل يتم اعتمادها لحساب الوزن الذاتي للكرة . أما إذا لم تكن الأبعاد مفروضة فيتم فرضها اعتمادا على الخبرة وحساب الوزن وتدقق الفرضية بعد الحصول على نتائج التصميم .

النسبة بين أبعاد العتبة : ما لم تكن هناك متطلبات معمارية أو غيرها فإن النسبة المفضلة اقتصاديا بين العمق الفعال إلى العرض هي من (2) إلى (3) .

الغطاء الخرساني (Concrete Cover) : يجب توفير غطاء من الخرسانة بسمك معين للحديد لحمايته من الظروف المحيطة والحريق ولتوفير تماسك بين الخرسانة والحديد وحسب الكود (ACI-7.7) فإن الحدود الدنيا لسمك الغطاء هي :

- أ- سمك الغطاء للخرسانة التي تصب على الأرض مباشرة يجب أن لا يقل عن (75mm)
- ب- عندما تكون الخرسانة معرضة للجو أو للتربة فإن سمك الغطاء للبلاطات والاضلاع والالواح الجدارية (25mm) أما لباقي الأعضاء الخرسانية فإنه يساوي (40mm)
- ج- عندما تكون الخرسانة غير معرضة للجو أو للتربة فإن سمك الغطاء للبلاطات والاضلاع والجدران (20mm) أما للأعمدة والعتبات فإن سمك الغطاء الخرساني للحديد الرئيسي (40mm) وللحديد الثانوي (25mm).

وعموما نحتاج إلى مسافة تتراوح بين (65mm) إلى (75mm) من مركز الحديد إلى وجه الخرسانة بالنسبة للعتبات والأعمدة لأجل توفير الغطاء الخرساني أعلاه .



أما بالنسبة للبلاطات (slabs) فتحتاج إلى مسافة بحدود (25mm) من مركز الحديد إلى وجه الخرسانة حيث أن البلاطات تكون عادة غير معرضة للجو أو للتربة.

إن الفرق بين العمق الكلي (h) والعمق الفعال (d) الموضح في الشكل (3-4) يمكن استخدامه للأغراض التصميمية لأتاري بقطر (10mm) وحديد رئيسي بقطر (30mm) أو أقل بالنسبة للعتبات. أما بالنسبة للبلاطات فيمكن استخدامه للحديد ذو قطر (12mm) أو أقل. أما إذا كان القطر أكبر من القيم أعلاه فيمكن حساب الفرق حيث أن الفرق بالنسبة للعتبات يساوي نصف قطر الحديد الرئيسي مضاف إليه قطر الأترية مضاف إليه سمك الغطاء (40mm) وبالنسبة للبلاطات فإن الفرق يساوي نصف قطر الحديد مضاف إليه سمك الغطاء (20mm).

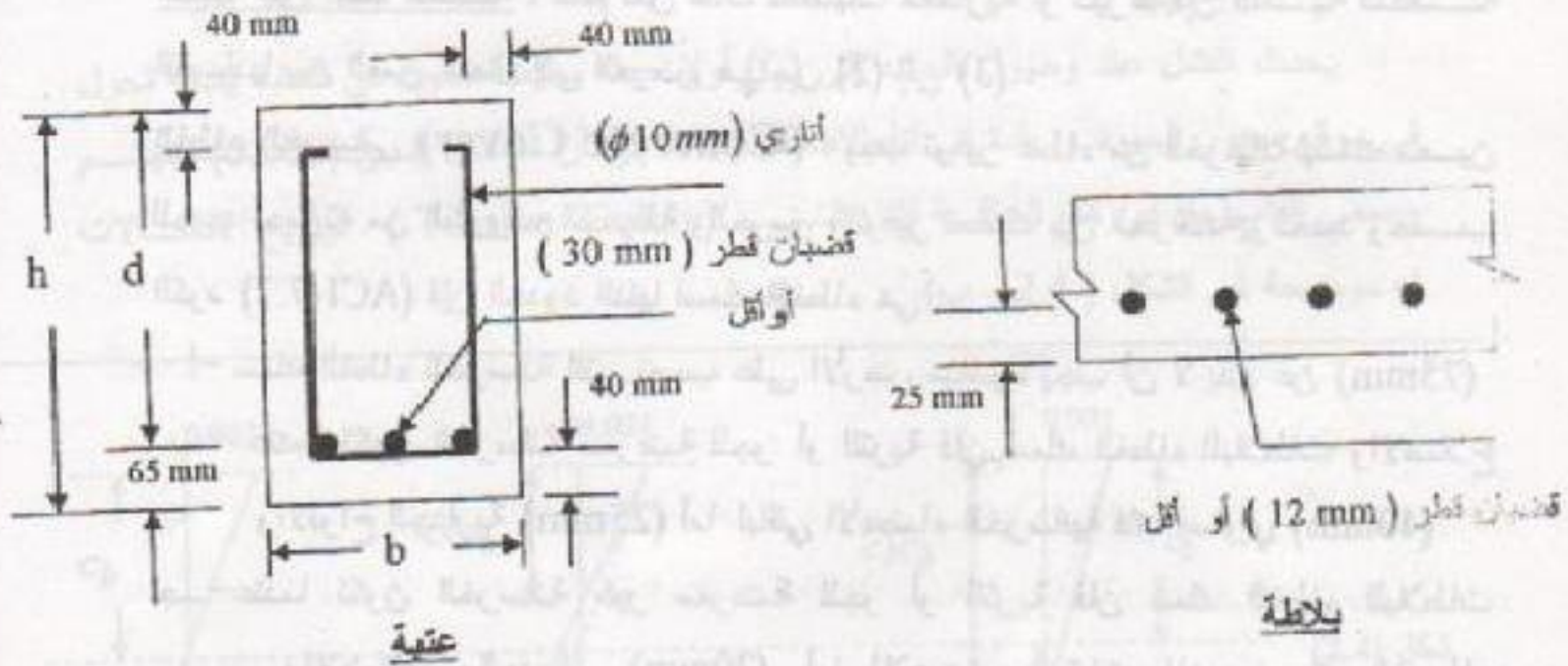
إن الشكل (3-4) يمثل الحالات العملية حيث يتدر استخدام أقطار حديد أكبر من (30mm) للعتبات أو أكبر من (12mm) للبلاطات.

من الشكل فإن

$$d = h - 65 \text{ (mm)}$$

أما عقد وضع الحديد بطبقتين فإن الفرق بين العمق الكلي والفعال للعتبات ولأنواع الحديد أعلاه يكون بحدود (100mm) أي أن

$$d = h - 100 \text{ (mm)}$$



شكل (3.4)

متطلبات الغطاء الخرسانتي للعتبات والبلاطات.



أما بالنسبة للبلاطات (slabs) فتحتاج إلى مسافة بحدود (25mm) من مركز الحديد إلى وجه الخرسانة حيث أن البلاطات تكون عادة غير معرضة للجو أو للتربة.

إن الفرق بين العمق الكلي (h) والعمق الفعال (d) الموضح في الشكل (3-4) يمكن استخدامه للأغراض التصميمية لأتاري بقطر (10mm) وحديد رئيسي بقطر (30mm) أو أقل بالنسبة للعتبات. أما بالنسبة للبلاطات فيمكن استخدامه للحديد ذو قطر (12mm) أو أقل. أما إذا كان القطر أكبر من القيم أعلاه فيمكن حساب الفرق حيث أن الفرق بالنسبة للعتبات يساوي نصف قطر الحديد الرئيسي مضاف إليه قطر الأترية مضاف إليه سمك الغطاء (40mm) وبالنسبة للبلاطات فإن الفرق يساوي نصف قطر الحديد مضاف إليه سمك الغطاء (20mm).

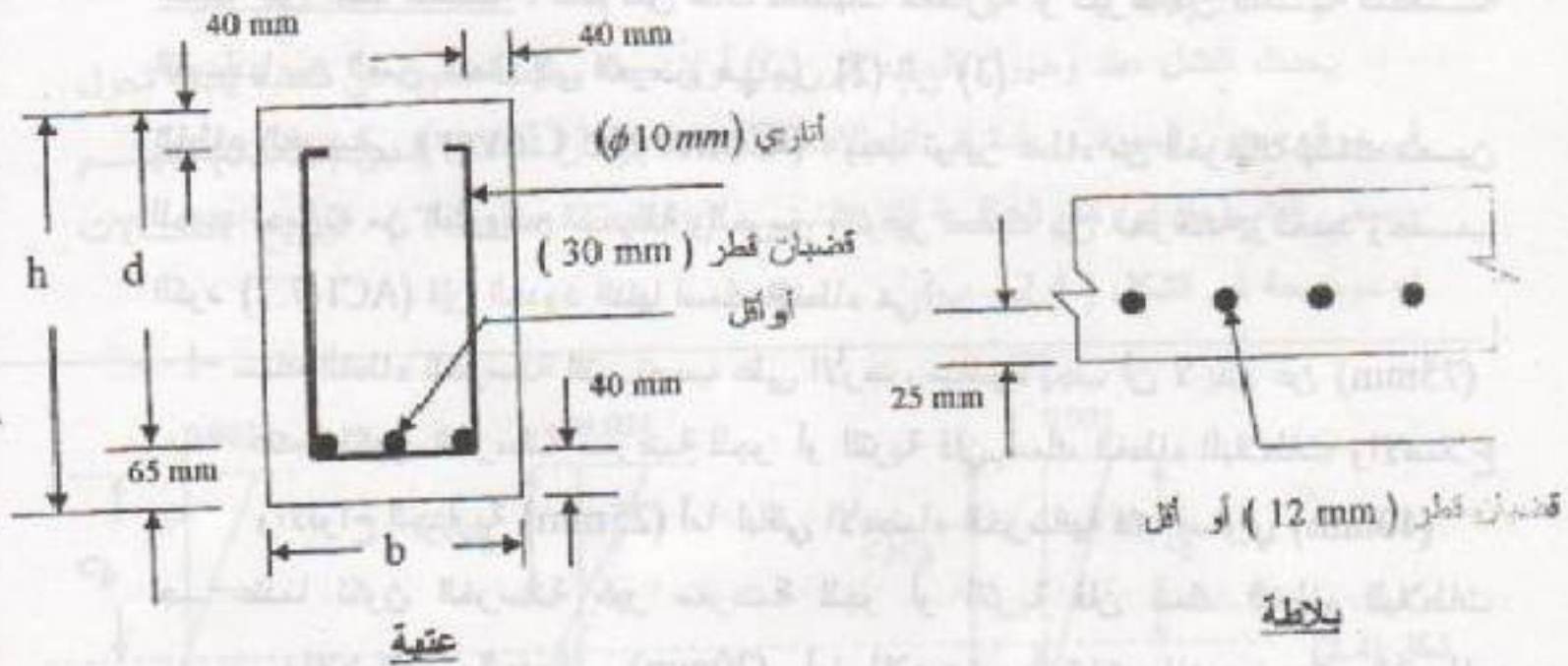
إن الشكل (3-4) يمثل الحالات العملية حيث يتدر استخدام أقطار حديد أكبر من (30mm) للعتبات أو أكبر من (12mm) للبلاطات.

من الشكل فإن

$$d = h - 65 \text{ (mm)}$$

أما عقد وضع الحديد بطبقتين فإن الفرق بين العمق الكلي والفعال للعتبات ولأنواع الحديد أعلاه يكون بحدود (100mm) أي أن

$$d = h - 100 \text{ (mm)}$$



شكل (3.4)

متطلبات الغطاء الخرسانتي للعتبات والبلاطات.



# المحاضرة العاشرة

## 7.4 متطلبات الكود للعتبات ناقصة التسليح ACI code Provisions

هناك ثلاث متطلبات رئيسية هي :-

### أولا :- الحد الأعلى لنسبة الحديد Maximum Steel Ratio

بيّنا في الفترة (4-5) إن فشل العتبات يكون على ثلاث أنواع هي فشل الشد وفشل الانضغاط وفشل التوازن .

يحدث فشل الشد عند وصول الحديد إلى إجهاد الخضوع ( $f_y$ ) قبل وصول الخرسانة إلى الانفعال الأقصى (0.003) ويكون تدريجياً ويعطي تحذيرات واضحة بسبب هطول العتبة وتوسع الشقوق وبذلك يمكن اتخاذ الاحتياطات اللازمة قبل وقوعه . أما فشل الانضغاط فيحدث عندما تصل انفعالات الخرسانة إلى (0.003) قبل وصول إجهادات الحديد إلى ( $f_y$ ) ويكون بتشقق الخرسانة ويحدث بصورة فجائية .

لقد تم اشتقاق نسبة التوازن ( $\rho_b$ ) للعتبات مستطيلة المقطع (معادلة 4-16) وهي تمثل الحد الفاصل بين فشل الشد والانضغاط حيث يحدث فشل الشد عندما تكون ( $\rho$ ) أقل من ( $\rho_b$ ) بينما يحدث فشل الانضغاط عندما ( $\rho$ ) أكبر من ( $\rho_b$ ) ، ولأن فشل الشد يكون أفضل من فشل الانضغاط للأسباب أعلاه فإننا يجب أن نصمم العتبة بحيث تكون ( $\rho$ ) أقل من ( $\rho_b$ ) .

إن كون  $\rho$  مقاربة إلى  $\rho_b$  قد لا يضمن فشل الشد للأسباب التالية :

1- أن كون النسبتين مقاربتيين قد لا يؤدي إلى حصول هطول واضح في العتبة قبل الفشل ، أي أن التحذير يكون غير واضح .

2- خواص المواد قد لا يتم الحصول عليها عملياً بصورة دقيقة وبالتالي فإن احتمال نقصان  $f'_c$  أو زيادة  $f_y$  يؤدي إلى نقصان  $\rho_b$  الفعلية عن المحسوبة نظرياً مما يؤدي إلى فشل الانضغاط .

3- اختيار القضبان بحيث يكون العدد صحيحاً قد يؤدي إلى أن الحديد المستخدم فعلياً يكون أكثر من المحسوب نظرياً وبالتالي تكون ( $\rho$ ) أكبر من ( $\rho_b$ ) مما يؤدي إلى فشل الانضغاط .

هناك تناسب عكسي بين انفعال الحديد ( $\epsilon_s$ ) ونسبة حديد التسليح . فعندما تقل نسبة الحديد لمقطع معين فإن عمق منطقة الانضغاط (a) وبالتالي عمق محور الحيود (c) تصبح أقل وهذا يؤدي إلى زيادة انفعال الحديد ، لاحظ الشكل (2.4) . واعتماداً على هذه الحقيقة فإن هناك طريقتان لوضع حد أعلى لنسبة الحديد وبالتالي ضمان فشل الشد :-

الاولى: الطريقة المباشرة :- وتكون باعتماد نسبة حديد عليا اقل من ( $\rho_b$ ) وهي المتبعة في نسخ الكود السابقة . حيث تحدد النسبة العليا بمقدار (75%) من ( $\rho_b$ ) أي أن :-

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b \quad (17.4)$$

الثانية : الطريقة غير المباشرة :- وتكون بوضع حد أدنى للانفعال الحديد ذو البعد الاقصى عن ألياف الانضغاط ويرمز لهذا الانفعال بالرمز ( $\epsilon_t$ ). أما البعد الاقصى فيرمز له ( $d_t$ ) وهي الطريقة المتبعة من قبل الكود الحالي (ACI-code 2002) ورجوعا الى الشكل (2.4) فإن :-

$$\epsilon_t = \epsilon_u \frac{d_t - c}{c} \quad (18.4)$$

إذا كان الحديد بطبقة واحدة فإن ( $d_t = d$ ) أما إذا كان الحديد بأكثر من طبقة واحدة فإن ( $d_t > d$ ) ويمكن بصورة تقريبية اعتبار أن ( $d_t = d$ ) لهذه الحالة . واضمان فشل الشد فإن الكود (ACI 10.3.5) يقرر مايلي :-

للأعضاء التي يسلط عليها حمل محوري اقل من ( $0.1 f'_c A_g$ ) حيث ( $A_g$ ) هي المساحة الكلية للمقطع فإن الانفعال للحديد ذو البعد الاقصى ( $\epsilon_t$ ) يجب أن لا يقل عن (0.004) أي أن :-

$$\epsilon_t \geq 0.004$$

ويمكن اشتقاق نسبة الحديد القصوى ( $\rho_{max}$ ) والتي تسبب انفعال مقداره (0.004) بنفس طريقة اشتقاق ( $\rho_b$ ) وكما يلي :-

$$\rho = \frac{0.85 \beta_1 c f'_c}{f_y d} \quad (19.4)$$

من الشكل (2.4) واستبدال ( $\epsilon_s$ ) بالرمز ( $\epsilon_t$ ) فإن :-

$$c = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_t} d$$

وبالتعويض عن (c) في المعادلة (19.4) فإن :-

$$\rho = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_t}$$

وبأخذ الحد الأدنى للانفعال ( $\epsilon_t = 0.004$ ) فإن :-

$$\rho_{max} = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + 0.004} \quad (20.4)$$



النسبة القصوى أعلاه تكون مضبوطة لحالة الحديد بطبقة واحدة ومحافظة قليلا لحالة الحديد بأكثر من طبقة .

ولاجل المقارنة فان انفعال الحديد ( $\epsilon_s = f_s / E_y$ ) عند الفشل المتوازن ( $f_s = f_y$ ) لحالات مختلفة من قيم ( $f_y$ ) هو :-

$$\epsilon_s = \begin{cases} 0.002 & \text{for } f_y = 400 \text{ Mpa} \\ 0.00175 & \text{for } f_y = 350 \text{ Mpa} \\ 0.0015 & \text{for } f_y = 300 \text{ Mpa} \end{cases}$$

يلاحظ من القيم أعلاه أن الانفعال الأدنى ( $\epsilon_f = 0.004$ ) يساوي أو أكبر من ضعف ( $\epsilon_y$ ) وذلك يؤكد حرص الكود على تحقيق فشل الشد للعتبات .

#### ثانيا :- تحديد معامل خفض المقاومة

معامل خفض المقاومة يعتمد على نوع الفشل. ففي الاعضاء التي يتحكم فيها فشل الشد يساوي (0.9) . وللاعضاء التي يتحكم فيها فشل الانضغاط يساوي (0.7) لحالة التسليح الحلزوني و (0.65) لباقي حالات التسليح .

أن نوع الفشل يتحدد من قيمة انفعالات الحديد والكود يقرر مايلي :-

#### أ- للاعضاء التي يتحكم فيها فشل الشد Tension controlled members :

وهي الاعضاء التي يكون فيها انفعال الحديد ( $\epsilon_f$ ) أكبر أو يساوي (0.005) فان معامل خفض المقاومة يؤخذ مساويا الى (0.9) . ويمكن اشتقاق نسبة الحديد التي تسبب انفعال مساوي الى (0.005) بنفس طريقة اشتقاق ( $\rho_{max}$ ) أعلاه وسنرمز لها ( $\rho_t$ ) وهي تساوي :-

$$\rho_t = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + 0.005} \dots \dots \dots (21.4)$$

#### ب- للاعضاء التي يتحكم فيها فشل الانضغاط Compression controlled members :

وهي الاعضاء التي يكون فيها انفعال الحديد ( $\epsilon_f$ ) أقل أو يساوي (0.002) فان معامل خفض المقاومة يؤخذ مساويا الى (0.65) ويكن اعتماد القيمة (0.7) اذا كان العضو حلزوني التسليح ويتم حساب ( $\epsilon_f$ ) بحساب عمق منطقة الانضغاط (a) ومن ثم حساب عمق محور الحيود (c) واستخدام المعادلة (18.4) لحساب الانفعال .

جـ : للحالة الانتقالية :- وهي التي يكون فيها اجهاد الحديد أكبر من (0.002) وأقل من (0.005) أي أن  $(0.002 < \epsilon_t < 0.005)$  وهنا تكون العلاقة بين معامل خفض المقاومة والانفعال خطية حيث يسمح الكود بزيادة قيمة  $(\phi)$  خطيا من (0.65) أو (0.7) الى (0.9) ان العلاقة بين  $(\phi)$  و  $(\epsilon_t)$  موضحة على الشكل ( 4.4 ) . وللمرحلة الانتقالية فان  $(\phi)$  تساوي :-

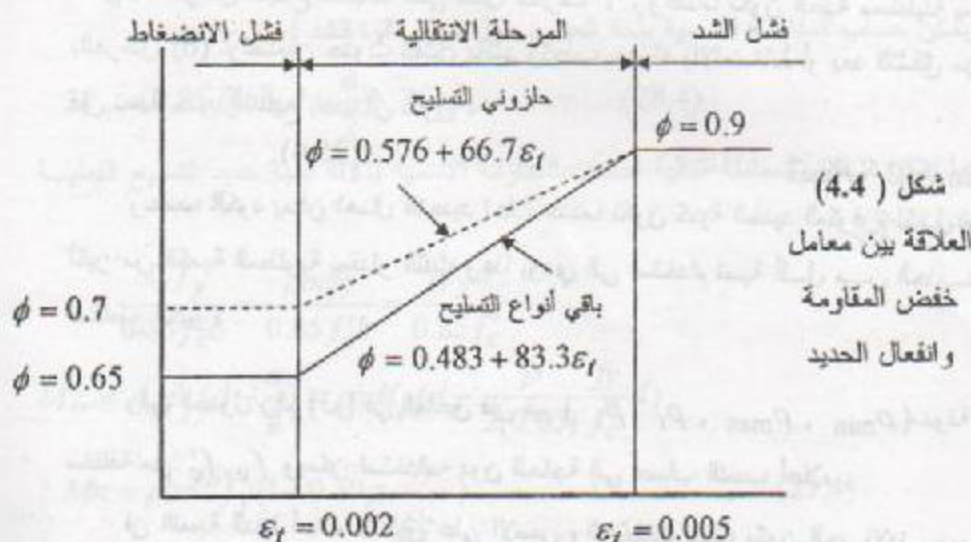
للاعضاء حلزونية التسليح :-

$$\phi = 0.7 + \frac{0.2}{0.003} (\epsilon_t - 0.002) = 0.567 + 66.7 \epsilon_t \quad (22.4)$$

لباقى أنواع التسليح :-

$$\phi = 0.65 + \frac{0.25}{0.003} (\epsilon_t - 0.002) = 0.483 + 83.3 \epsilon_t \quad (23.4)$$

ويهدف الكود في أعلاه الى تشجيع المصمم على تقليل نسبة الحديد حيث تزداد قيمة معامل خفض المقاومة كلما قلت نسبة الحديد .





نستنتج من أعلاه أن العلاقة بين  $(\phi)$  و نسبة الحديد يمكن تلخيصها كما يلي :-

- عندما تكون  $(\rho \leq \rho_I)$  فإن  $(\phi = 0.9)$
- عندما تكون  $(\rho > \rho_I)$  والانفعال أقل أو يساوي (0.002) فإن قيمة  $\phi$  تؤخذ مساوية إلى (0.65) أو (0.7) حسب نوع التسليح .
- عندما تكون  $(\rho > \rho_I)$  والانفعال  $(0.005 < \epsilon_I < 0.002)$  يتم استخدام أحد المعادلتين أعلاه لإيجاد  $\phi$

### ثالثاً : الحد الأدنى لنسبة الحديد Minimum Steel Ratio :

إضافة إلى فشل الشد وفشل الانضغاط هناك نوع آخر من الفشل قد يحدث عندما تكون العتبات قليلة التسليح . فإذا كانت المقاومة القصوى للعتبة أقل من عزم التشقق فإن حدوث التشقق ( وصول العزم إلى عزم التشقق ) يؤدي إلى فشل العتبة بصورة فجائية وبدون تحذيرات . وبمساواة عزم التشقق مع مقاومة العتبة المسلحة يمكن اشتقاق نسبة الحديد التي تمنع حصول هذا النوع من الفشل . عليه فإن الكود (ACI-10.5) يحدد نسبة دنيا لحديد التسليح لضمان عدم حدوث هذا النوع من الفشل وهي :

$$\rho_{min} = \frac{A_{smin}}{b_w d} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \geq \frac{1.4}{f_y} \dots \dots \dots (24.4)$$

$b_w$  = عرض الجذع للعتبات على شكل الحرف T . وعندما تكون العتبة مستطيلة يستبدل بالعرض (b) . ولضمان حدوث الفشل بالشد وتجنب حدوثه بالانضغاط أو بعد التشقق مباشرة فإن نسبة حديد التسليح يجب أن تكون :

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max} \dots \dots \dots (25.4)$$

وحسب الكود يمكن إهمال التحديد أعلاه عندما تكون كمية الحديد المتوفرة لكل مقطع أكبر من الكمية المطلوبة بمقدار الثلث وهذا يؤدي إلى استخدام نسبة أقل من الحديد في المقاطع الكبيرة .

وفي الجدول رقم (3م) في الملحق فإن قيم  $(\rho_{min} , \rho_{max} , \rho_I , \beta_1)$  مدونة لقيم مختلفة من  $f_y, f'_c$  ويمكن استخدامه دون الحاجة إلى حساب النسب أعلاه .

إن النسبة الدنيا أعلاه لا تنطبق على الأسس والبلاطات حيث يكون الحد الأدنى مساوي إلى حديد الحرارة والانكماش كما سنوضح في الفصل التاسع .

## 8.4 تحليل وتصميم العتبات المستطيلة المفردة التسليح :

### Analysis and Design of Singly Reinforced Rectangular Beams.

#### 1.8.4 التحليل Analysis

يقصد بالتحليل إيجاد المقاومة الاسمية أو التصميمية للعزم حيث الأبعاد ونسبة الحديد وخواص المواد تكون معلومة .

يتم التحليل بإيجاد نسبة الحديد ( $\rho$ ) ومقارنتها مع نسبة التوازن ( $\rho_b$ ) ومن ثم تصنف العتبات إلى صنفين حسب نسبة الحديد وكما يلي :

أ- متوازنة أو ناقصة التسليح : عندما تكون  $\rho \leq \rho_b$  فإن العتبة تكون أما ناقصة التسليح أو متوازنة كما بينا سابقاً وهنا يكون إجهاد الحديد مساوي إلى إجهاد الخضوع ويتم التحليل بإيجاد عمق منطقة الانضغاط ( $a$ ) من توازن القوى ( لاحظ الشكل 1.4 ) :-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (26.4)$$

ثم نحسب المقاومة الاسمية بأخذ العزوم حول مركز قوة الانضغاط :

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (27.4)$$

ويمكن حساب المقاومة الاسمية بأخذ العزوم حول مركز قوة الشد :

$$M_n = 0.85 f'_c a b \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (28.4)$$

كما يمكن اشتقاق المعادلة التالية لحساب المقاومة الاسمية بدلالة نسبة حديد التسليح الفعلية ( $\rho$ ) وكما يلي :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{\rho b d f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c}$$

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = \rho b d f_y \left( d - \frac{\rho f_y d}{2(0.85) f'_c} \right)$$

$$\therefore M_n = \rho b d^2 f_y \left( 1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad (29.4)$$

ولإيجاد المقاومة التصميمية ( $\phi M_n$ ) نضرب المعادلة أعلاه بالرمز ( $\phi$ ) . حيث ( $\phi$ ) يتم إيجادها اعتماداً على قيمة ( $\epsilon_r$ ) كما بينا سابقاً .

المعادلة (29.4) مهمة جداً في التحليل والتصميم .



ب- فائضة التسليح : عندما تكون  $\rho > \rho_b$  فإن إجهاد الحديد يكون غير معلوم وتكون معادلة التوازن كما يلي :-

$$A_s f_s = 0.85 f'_c ab = 0.85 \beta_1 f'_c cb$$

في المعادلة أعلاه هناك مجهولين هما  $c$  و  $f_s$  عليه لا بد من معادلة ثانية لأجل التحليل وهي معادلة توافق (تناسب) الانفعالات .

$$\frac{\epsilon_u}{c} = \frac{\epsilon_s}{d-c} \quad \therefore \epsilon_s = \frac{d-c}{c} \epsilon_u \quad \text{من الشكل (1.4) فإن}$$

$$\therefore f_s = \epsilon_s E_s = \frac{d-c}{c} \epsilon_u E_s = 600 \frac{d-c}{c} \quad E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

وبالتعويض في معادلة التوازن نحصل على معادلة من الدرجة الثانية بدلالة (c) تحل

بالدستور لإيجاد (c) ثم نجد (a) حيث  $a = \beta_1 c$  ثم نجد  $f_s$  حيث  $f_s = 600 \frac{d-c}{c}$  ثم نستخدم أحد المعادلات الثلاث (27.4) أو (28.4) أو (29.4) لإيجاد  $M_n$  على أن تستبدل ( $f_y$ ) في المعادلات بالقيمة ( $f_s$ ) .

كما يمكن اشتقاق معادلة لحساب (c) بدلالة الرموز وكما يلي :

$$c = K_u d$$

نرمز الى (c) بالرمز

ويتم حساب ( $K_u$ ) وكما يلي :-

$$C = T$$

$$0.85 f'_c a b = A_s f_s$$

$$\therefore 0.85 \beta_1 f'_c cb = A_s f_s$$

$$0.85 \beta_1 f'_c K_u d b = \rho b d f_s$$

$$\therefore 0.85 \beta_1 f'_c K_u = \rho f_s$$

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \epsilon_u = \frac{d-K_u d}{K_u d} \epsilon_u = \frac{1-K_u}{K_u} \epsilon_u$$

$$f_s = E_s \epsilon_s = E_s \epsilon_u \frac{1-K_u}{K_u} = 600 \frac{1-K_u}{K_u}$$

$$\therefore 0.85 \beta_1 f'_c K_u = 600 \rho \frac{1-K_u}{K_u}$$

$$\therefore K_u = \frac{600}{0.85 \beta_1 f'_c} \rho \frac{1-K_u}{K_u}$$

$$\text{إذا وضعنا } m = \frac{600}{0.85 \beta_1 f'_c} \text{ فإن :}$$

$$K_u = m \rho \frac{1-K_u}{K_u} \quad \therefore K_u^2 = \rho m (1-K_u)$$

وبالدستور فإن :

$$K_u = \sqrt{\left(\frac{\rho m}{2}\right)^2 + \rho m - \frac{\rho m}{2}} \dots\dots\dots (30.4)$$

هذا ويتم حساب المقاومة الاسمية لهذه الحالة بالخطوات التالية :

- 1- احسب  $\rho$  ،  $m$  حيث  $\rho = \frac{A_s}{bd}$  ،  $m = \frac{600}{.85\beta_1 f_c}$  .
- 2- عوض في المعادلة (30.4) لحساب  $K_u$  .
- 3- احسب قيمة  $c$  حيث  $c = K_u d$  .
- 4- احسب قيمة  $a$  حيث  $a = \beta_1 c$  .
- 5- جد قيمة  $f_s$  حيث  $f_s = 600 \frac{d-c}{c}$  .
- 6- احسب المقاومة الاسمية للانحناء  $M_n$  باستخدام أحد هذه المعادلات الثلاث المذكورة سابقا .

#### 2.8.4 التصميم (Design)

إن تصميم الأعمدة الخرسانية المسلحة يعني إيجاد أبعاد المقاطع الملائمة للأعضاء وكمية التسليح المطلوبة كي يتمكن العضو الإنشائي من تحمل الأحمال القصوى المسلطة عليه بأمان ، لذلك فإن المقاومة القصوى للمادتين الحديد والخرسانة تكون معلومة والأحمال الحقيقية ( الخدمية ) تكون معلومة . وفي بعض الأحيان تكون أبعاد المقطع كلها أو بعضها محددة لأسباب معمارية أو غيرها . علما أن التصميم الكامل للعتبة يتطلب حساب تسليح الاتربة لمقاومة القص والتي وتدقيق الانحرافات وتدقيق أطوال التثبيت ونقاط قطع أوتشي الحديد على أن يثبت ذلك كله على مخطط العتبة وهذا ما سنوضحه في الفصول القادمة إن شاء الله . يتضح من أعلاه أن هناك حالتين الأولى عند كون الأبعاد كلها أو بعضها غير معلومة والثانية عند كون الأبعاد معلومة :

##### أ- الحالة الأولى : كل أو بعض الأبعاد غير معلومة :

يمكن تلخيص خطوات التصميم لهذه الحالة كما يلي :

- 1- حساب العزوم التصميمية من تحليل المنشأ على أن يتم فرض الوزن الذاتي للعتبة اعتمادا على الخبرة أو بفرض أبعاد أولية للمقطع .
- 2- حساب نسبة الحديد القصوى  $\rho_{max}$  وكذلك حساب  $\rho_{min}$  من المعادلات أو باستخدام الجدول (3 م) في الملحق .



- 3- نحدد نسبة حديد التسليح  $\rho$  بحيث أن  $\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$  ويفضل استخدام  $\rho$  أقل أو مساوية إلى  $\rho_t$  للحصول على أكبر معامل خفض مقاومة مسموح ( $\phi = 0.9$ ).
- 4- نستخدم المعادلة (29.4) لحساب الأبعاد وكما يلي :

$$M_u = \phi M_n = \phi \rho b d^2 f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

حيث يتم إيجاد  $(bd^2)$  لأن باقي المتغيرات معلومة. ولحساب العرض والعمق الفعال هناك ثلاث حالات .

أولاً :  $b, d$  غير معلومة عندئذ نختار قيم  $b$  ونجد  $d$  حيث نحصل على أزواج من القيم. نختار إحداها ومن المفضل أن تكون النسبة  $(d/b)$  بحدود (2) إلى (3) قدر الإمكان .

ثانياً : قد يكون أحد الأبعاد معلوماً نعوض لإيجاد الثاني .

ثالثاً : قد تكون النسبة بين الأبعاد معلومة نعوض في المعادلة لحساب الأبعاد .

- 5- نحسب مساحة الحديد من المعادلة  $(A_s = \rho b d)$  ثم نحسب عدد القضبان بعد تحديد

قطر القضيب المستخدم وتتنق المسافات بين القضبان حسب متطلبات الكود .

- 6- نحسب العمق الكلي  $(h)$  وذلك بإضافة كل من المسافة بين مركز الحديد إلى سطح

الحديد الأسفل ( نصف قطر الحديد في حال استخدام طبقة واحدة ) وقطر التربة

وسمك الغطاء إلى العمق الفعال ويقرب العمق الكلي للحصول على أبعاد عملية . أما

إذا كان العمق محدداً فيتم حساب العرض الذي يقرب للحصول على أبعاد عملية .

#### ب- الحالة الثانية: عندما تكون الأبعاد محددة

قد تحدد أبعاد العتبة لأسباب معمارية أو خدمية أو يتم تحديدها لأجل التحليل الإنشائي كما

أتينا في العتبات المستمرة نصمم العتبة عند المقطع ذو العزم الأقصى ونحتفظ بنفس الأبعاد

لذلك المقطع ونغير الحديد عند باقي المقاطع ، في الحالات المذكورة يكون المطلوب حساب

كمية وتفاصيل الحديد فقط ويتم ذلك كما يلي :

- 1- حساب العزم التصميمي  $(M_u)$  .

- 2- حساب نسبة حديد التسليح القصوى  $(\rho_{\max})$  والدنيا  $(\rho_{\min})$  من المعادلات أو من

الجدول (م3) في الملحق .

- 3- حساب نسبة الحديد من المعادلة

$$M_u = \phi M_n = \phi \rho b d^2 f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

وتؤخذ ( $\phi = 0.9$ ) في المعادلة أعلاه كقيمة أولية. أن المعادلة أعلاه من الدرجة الثانية بدلالة ( $\rho$ ) تحل لأجل الحصول على ( $\rho$ ) ونقارنها مع  $\rho_{\min}$  و  $\rho_{\max}$  ، فإذا كانت  $\rho < \rho_{\min}$  فإن ( $\rho$ ) تؤخذ مساوية إلى ( $\rho_{\min}$ ) وإذا كانت  $\rho > \rho_{\max}$  فالمقطع مرفوض أما أن نغير أبعاده أو أن نجعله مزدوج التسلح كما منوضح في الفقرة اللاحقة . أما إذا كانت  $\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$  فالمقطع مقبول .

$$A_s = \rho b d$$

يتم حساب حديد التسليح من المعادلة

والآن ندقق قيمة ( $\phi$ ) وكما يلي :-

أولاً :- عندما تكون نسبة الحديد ( $\rho$ ) أقل أو تساوي ( $\rho_l$ ) فإن القيمة المفروضة صحيحة  
ثانياً :- عندما تكون نسبة الحديد ( $\rho$ ) أكبر من ( $\rho_l$ ) فإن قيمة ( $\phi$ ) أقل من (0.9) عليه فإن قيمة المقاومة التصميمية  $\phi M_n$  تصبح أقل من العزم التصميمي ( $M_u$ ) ويتم الحل بزيادة الحديد وحساب قيمة ( $\phi$ ) من المعادلة (22.4) أو (23.4) ومن ثم حساب ( $\phi M_n$ ) بحيث يتحقق الشرط ( $\phi M_n \geq M_u$ ) .

المعادلة أعلاه يمكن حلها بدلالة الرموز لإيجاد ( $\rho$ ) وكما يلي :

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{2 \times 0.85 f'_c}\right)$$

$$R = \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

نرمز إلى

$$R = \rho f_y \left(\frac{2 - \rho m}{2}\right)$$

عليه فإن

$$\therefore 2R = 2\rho f_y - \rho^2 f_y m$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{f_y}}\right) \dots\dots\dots (31.4)$$

باستخدام الدستور

4- ثم نحسب عدد القضبان وندقق المسافة بينها حسب متطلبات الكود .

وعند كون العمق الكلي وليس الفعال معلوماً فإن العمق الفعال يتم تحديده بطرح (65mm) من العمق الكلي في حال كون الحديد بطبقة واحدة و (100mm) في حال كون الحديد بطبقتين . إن كون الحديد بطبقة واحدة أو طبقتين غير معلوم ويمكن فرضه بطبقة واحدة وإعادة التصميم إذا وجدنا أن الطبقة الواحدة غير كافية حسب متطلبات المسافات بين الحديد



#### مثال 1.4

عتبة مستطيلة بعرض (250mm) وعمق فعال (d=460mm)،  $f'_c = 20 \text{ Mpa}$ ،  $f_y = 300 \text{ Mpa}$  احسب مقاومة الالتواء التصميمية للعتبة أ: عندما تكون مساحة الحديد  $A_s = 2000 \text{ mm}^2$  ب: عندما تكون  $A_s = 5160 \text{ mm}^2$  ج: أقصى عزم تصميمي حسب متطلبات الكود .

الحل : هذا المثال يخص تحليل العتبات .

أ:-

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 0.85^2 \frac{20}{300} \frac{600}{600 + 300} = 0.032$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2000}{250 \times 460} = 0.0174 < \rho_b$$

∴ المقطع ناقص التسليح

ولاجل حساب قيمة ( $\phi$ ) نحسب قيم  $\rho_t$

$$\rho_t = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + 0.005} = 0.018$$

بما أن  $\rho < \rho_t$  عليه تكون  $\phi = 0.9$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2000 \times 300}{0.85 \times 20 \times 250} = 141 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times 2000 \times 300 \times \left(460 - \frac{141}{2}\right) \times 10^{-6} = 210 \text{ KN.m}$$

كما يمكن استخدام المعادلة

$$\phi Mn = 0.85 \times \phi f'_c ab \left(d - \frac{a}{2}\right) = 210 \text{ KN.m}$$

أو المعادلة (29.4) والتي لا نحتاج فيها إلى حساب (a) .

$$\phi Mn = \phi \rho b d^2 f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 0.0174 \times 250 \times 460^2 \times 300 \left(1 - 0.59 \times 0.0174 \frac{300}{20}\right) \times 10^{-6} = 210 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 5160 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{5160}{250 \times 460} = 0.045 > 0.032$$

∴ العتبة فائضة التسليح (Over Reinforced).

$$m = \frac{600}{(0.85)^2 f'_c} = \frac{600}{(0.85)^2 \times 20} = 41.52 \quad m, \rho \text{ نحسب } 1-$$

$$\rho m = 0.045 \times 41.52 = 1.868$$

$$K_u = \sqrt{\left(\frac{1.868}{2}\right)^2 + 1.868} - \frac{1.868}{2} = 0.721 \quad K_u \text{ نحسب } 2-$$

$$c = K_u d = 0.721 \times 460 = 331.7 \text{ mm} \quad c \text{ نحسب قيمة } 3-$$

$$a = 0.85c = 0.85 \times 331.7 = 282 \text{ mm} \quad a \text{ نحسب قيمة } 4-$$

$$M_n \text{ نحسب } 5-$$

$$\therefore M_n = 0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.85 \times 20 \times 282 \times 250 \left(460 - \frac{282}{2}\right) \times 10^{-6}$$

$$M_n = 382.32 \text{ KN.m}$$

$$f_s = 600 \frac{d-c}{c} = 600 \frac{460-331.7}{331.7} \quad \text{كما يمكن إيجاد } (f_s) \text{ حيث}$$

$$f_s = 232.0 \text{ Mpa}$$

وإستخدام المعادلتين الباقيتين لإيجاد  $M_n$ .

لحساب  $\phi$  نحسب  $\epsilon_t$  حيث

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \epsilon_u = \frac{460-331.7}{331.7} \times 0.003 = 0.0011$$

ولأن  $\epsilon_t < 0.002$  عليه تكون قيمة  $\phi = 0.65$  وتكون المقاومة التصميمية مساوية الى

$$\phi M_n = 0.65 \times 382.32 = 248.5$$

جـ: أقصى عزم تصميمي يمكن تسليطه على العتبة عندما تكون نسبة الحديد أقصى

مايمكن . أي عندما :-

$$\rho = \rho_{\max} = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + 0.004} = 0.0206$$

$$A_s = \rho_{\max} b d = 0.0206 \times 250 \times 460 = 2369$$



$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2369 \times 300}{0.85 \times 20 \times 250} = 167 \text{ mm}$$

ولأن  $\rho > \rho_l$  عليه يتم إيجاد  $\phi$  من المعادلة :-

$$\phi = 0.483 + 83.3 \varepsilon_t = 0.816$$

$$M_u = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.816 \times 2369 \times 300 \left( 460 - \frac{167}{2} \right) \times 10^{-6} = 218.34 \text{ KN.m}$$

كما يمكن استخدام المعادلة التالية :-

$$M_u = \phi \rho b d^2 f_y \left( 1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right)$$

$$M_u = 0.816 \times 0.0206 \times 250 \times 460^2 \times 300 \left( 1 - 0.59 \times 0.0206 \frac{300}{20} \right) \times 10^{-6}$$

$$M_u = 218.13 \text{ KN.m}$$

## مثال 2.4

نقق صلاحية العتبة في الشكل (5.4) حسب متطلبات الانحناء إذا كان الحمل الحي الخدمي يساوي  $(18 \text{ KN/m})$  والحمل الميت الخدمي بضعفه وزن العتبة يساوي  $(8 \text{ KN/m})$  كما أن  $f'_c = 35 \text{ Mpa}$   $f_y = 300 \text{ Mpa}$

الحل :

هذا المثال يخص تحليل العتبات .

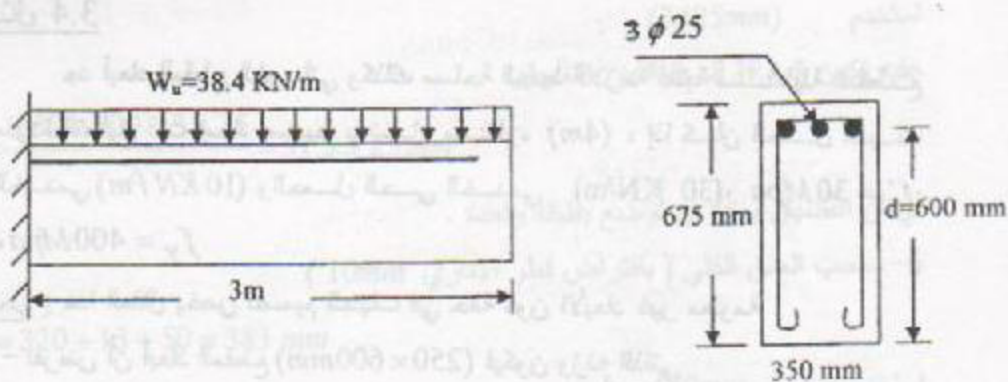
$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} (f'_c - 30) = 0.81$$

لأن  $f'_c > 30 \text{ Mpa}$  فإن

$$\rho = \frac{3 \times 491}{350 \times 600} = 0.007$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 0.0536$$

بما أن  $\rho < \rho_b$  عليه فالعتبة ناقصة التسلح



مقطع في العتبة

شكل (5.4)

تفاصيل العتبة المثال (2.4)

لتحديد قيمة  $\phi$  نحسب  $\rho_I$

$$\rho_I = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + 0.005} = 0.03$$

بما أن  $\rho < \rho_I$  عليه تكون قيمة  $\phi$  مساوية الى 0.9

$$\phi M_n = 0.9 \rho b d^2 f_y \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 0.007 \times 350 \times 600^2 \times 300 \left(1 - 0.59 \times 0.007 \times \frac{300}{35}\right) \times 10^{-6} = 229.7 \text{ KN.m}$$

$$W_u = 1.6L + 1.2D = 1.6 \times 18 + 1.2 \times 8 = 38.4 \text{ KN/m}$$

$$M_u = 38.4 \times \frac{3^2}{2} = 172.8 \text{ KN.m}$$

العزم التصميمي

$$M_u < \phi M_n$$

بما أن العزم التصميمي أقل من المقاومة التصميمية

عليه فالمقطع صالح حسب متطلبات الانحناء .



### مثال 3.4

جد أبعاد المقطع الخرساني وكذلك مساحة الحديد اللازمة لعتبة مستطيلة المقطع مفردة التسليح ذات إسناد بسيط بفضاء مقداره (4m) ، إذا كان الحمل الميت الخدمي (10 KN/m) والحمل الحي الخدمي (30 KN/m) ،  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$  ،  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  ،

الحل : هذا المثال يخص تصميم العتبات في حالة كون الأبعاد غير معلومة .

1- نفرض أن أبعاد المقطع (250 × 600mm) فيكون وزنه الذاتي

$$W_b = 0.25 \times 0.6 \times 24 = 3.6 \text{ KN/m}$$

استخدم  $W_b = 4 \text{ KN/m}$  عليه يكون الوزن الميت  $D = 10 + 4 = 14 \text{ KN/m}$

$$W_b = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 14 + 1.6 \times 30 = 64.8 \text{ KN/m}$$

$$M_u = W_u L^2 / 8 = 64.8 \times 4^2 / 8 = 129.6 \text{ KN.m}$$

2- نحسب  $\rho_{\min}$  ،  $\rho_{\max}$  ويمكن الاستفادة من الجدول (3م) في الملحق .

$$\rho_{\min} = 0.0035 \quad \rho_{\max} = 0.0232$$

3- يفضل اعتماد  $\rho \leq \rho_t$  إذ أن قيمة  $\phi$  تساوي (0.9) لهذه الحالة ومن الجدول فإن

$$\rho = 0.016 \quad \rho_t = 0.0203 \quad \text{وهنا سنختار}$$

$$M_u = \phi \rho b d^2 f_y (1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c}) \quad \text{4- من المعادلة}$$

نحسب  $b d^2$

$$129.6 \times 10^6 = 0.9 \times 0.016 \times b d^2 \times f_y (1 - 0.59 \times 0.016 \times \frac{400}{30}) = 5.035 b d^2$$

$$\therefore b d^2 = 25.74 \times 10^6$$

نختار  $b$  ونجد  $d$  .

$b$	$d$
150	414mm
200	359mm
250	320mm

سيتم اختيار  $d = 320 \text{ mm}$  ،  $b = 250 \text{ mm}$  لأن هذه الأبعاد أفضل من الناحية العملية .

$$A_s = \rho b d = 0.016 \times 250 \times 320 = 1280 \text{ mm}^2 \quad \text{5- نحسب الحديد}$$

إذا تم اختيار قضبان نوع (25) حيث ( $A_b = 491 \text{ mm}^2$ ) فإن

$$n = 1280 / 491 = 2.6$$

استخدم  $(3\phi 25mm)$

عليه تكون المسافة الصافية بين القضبان

$$S = \frac{250 - 100 - 3 \times 25}{2} = 37.5 > 25mm$$

أي أن القضبان يمكن أن توضع بطبقة واحدة .

6- نحسب العمق الكلي ( بافتراض قطر الاتاري  $10mm$  )

$$h = 320 + 13 + 50 = 383mm$$

استخدم  $h = 400mm$  .

تفاصيل المقطع للعتبة موضحة في الشكل (6.4) .

#### مثال 4.4 :

عتبة بعرض  $(300mm)$  وعمق كلي  $(h = 700mm)$  يسلط عليها عزم ميت خنمي (بضمنه

العزم الناتج عن وزن العتبة ) مقداره  $M_d = 100KN.m$  . وعزم حي خنمي مقداره

$M_L = 150KN.m$  . احسب مساحة الحديد ، عدد القضبان ودقق المسافة بين القضبان

حسب متطلبات الكود علما أن  $f'_c = 20Mpa$  ،  $f_y = 400Mpa$  .

الحل :- هذا المثال يخص تصميم العتبات في حال كون الابعاد محددة.

1- نحسب العزم التصميمي

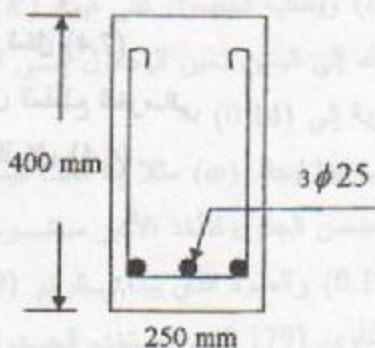
$$M_u = 1.2M_d + 1.6M_L = 1.2 \times 100 + 1.6 \times 150$$

$$M_u = 360 KN.m$$

2- حساب  $\rho_{max}$  ،  $\rho_{min}$  من جدول (3م) في الملحق فإن

$$\rho_{max} = 0.0155$$

$$\rho_{min} = 0.0035$$



شكل (6.4)

تفاصيل المقطع الخرساني

للمثال (3.4)



3- نحسب  $\rho$  من المعادلة

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{f_y}} \right)$$

$$d = 700 - 65 = 633.5 \text{ mm}$$

$$R = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{360 \times 10^6}{.9 \times 300 \times 635^2} = 3.3$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 20} = 23.53$$

$$\therefore \rho = \frac{1}{23.53} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.3 \times 23.53}{400}} \right) = 0.0093$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

بما أن

عاليه فالتصميم صالح حسب متطلبات الكود . نحسب الحديد من المعادلة

$$A_s = \rho b d = 0.0093 \times 300 \times 635 = 1772 \text{ mm}^2$$

والآن ندقق قيمة  $\phi$

من الجدول (3) فإن  $\rho_t = 0.0136$  وهي اكبر من  $\rho$  عليه تكون  $\phi = 0.9$

$$n = \frac{1772}{491} = 3.6$$

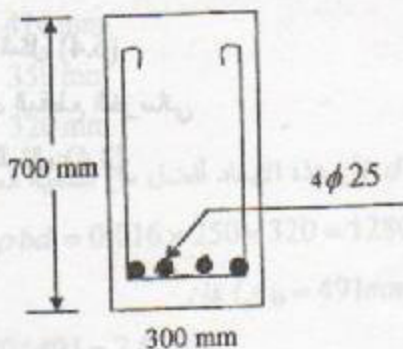
4- إذا تم اختيار قضبان نوع ( $\phi 25$ ) فإن العدد

استخدم  $4 \phi 25$

تدقيق المسافات ( بفرض أن قطر الاتاري 10mm ) :

$$S = \frac{300 - 100 - 4 \times 25}{3} = 33 > 25 \text{ mm}$$

عليه فإن القضبان توضع بطبقة واحدة . والشكل (7.4) يوضح تفاصيل المقطع الخرساني .



شكل (7.4)  
تفاصيل المقطع الخرساني  
للمثال (4.4)

## المحاضرة الثانية عشر

### 9.4 استخدام الجداول في التحليل والتصميم :

في بعض الأحيان يمكن تسهيل التحليل والتصميم باستخدام جداول خاصة بذلك وهي تمثل حل لمعادلات التحليل والتصميم بالنسبة للعتبات مستطيلة المقطع مفردة التسليح يمكن إنشاء جدول للتحليل والتصميم باستخدام المعادلة (29.4) وكما يلي :

$$M_n = \rho b d^2 f_y (1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c})$$

بالقسمة على  $(f_c' b d^2)$  ينتج :

$$\frac{M_n}{f_c' b d^2} = \rho \frac{f_y}{f_c} (1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c}) \quad \dots\dots\dots (32.4)$$

فإذا رمزنا للمقدار  $(\frac{M_n}{f_c' b d^2})$  بالرمز  $(k)$  والمقدار  $(\rho \frac{f_y}{f_c})$  بالرمز  $(\omega)$  .

أي أن :

$$k = \frac{M_n}{f_c' b d^2}$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f_c}$$

فإن المعادلة (32.4) تصبح :

$$k = \omega (1 - 0.59 \omega) \quad \dots\dots\dots (33.4)$$

وباختيار قيم  $\omega$  يمكن حساب قيم  $(k)$  وتكوين جدول للعلاقة بين المقاومة الاسمية ونسبة الحديد وهي الطريقة التي اتبعت في إنشاء الجدول رقم (4م) في الملحق .

الصف الأول والعمود الأول تمثل قيم  $(\omega)$  أما باقي الحقول فتمثل قيم  $(k)$  علماً أن قيمة  $(\omega)$  تتكون من ثلاث مراتب اثنين يتم الحصول عليها من العمود الأول والباقي من الصف الأول مثلاً عندما تكون قيمة  $(\omega = 0.154)$  ويطلب الحصول على قيمة  $(k)$  فإننا ننقل إلى الصف الذي يبدأ بالرقم (0.15) وتتحرك إلى اليمين لحين الوصول إلى العمود الذي يبدأ بالرقم (0.004) فتكون قيمة  $(k)$  مساوية إلى (0.14) .

وبالعكس حين تكون قيمة  $(k)$  معلومة ويطلب منا إيجاد  $(\omega)$  مثلاً إذا كانت قيمة  $(k)$  تساوي (0.16) نلاحظ أن هذا الرقم غير موجود ضمن الجدول فنأخذ الأكبر مباشرة وهو (0.1601) وهو يقابل الصف الذي يبدأ بالرقم (0.17) والعمود الذي يبدأ بالرقم (0.009) يجمع الرقمان للحصول على  $(\omega)$  أي أن  $(\omega)$  تساوي (0.179) . ويستخدم الجدول كما يلي :



أ- في التحليل تكون ( $\omega$ ) معلومة يتم إيجاد ( $k$ ) ومنها نجد ( $M_n$ ) أو ( $M_u$ ).

ب- في التصميم فإن ( $k$ ) تكون معلومة ومن الجدول نجد ( $\omega$ ) ثم نجد  $\rho$  حيث

$$\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y}$$

#### مثال 5.4

أعد حل المثال (1.4) عندما تكون مساحة الحديد  $A_s = 2000 \text{ mm}^2$

الحل:-

$$\rho = 0.0174$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.0174 \times \frac{300}{20} = 0.261$$

من الجدول فإن

$$k = \frac{M_n}{f'_c b d^2} = 0.2208$$

$$\therefore M_n = 0.2208 \times 20 \times 250 \times 460^2 \times 10^{-6} = 233.6 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0.9 \times 233.6 = 210 \text{ KN.m}$$

ملاحظة : الجدول معد للقيم التي يسمح بها الكود أي عندما تكون  $\rho$  أقل أو تساوي ( $\rho_{\max}$ ) عليه لا يمكن استخدامه لحالة الفشل المتوازن أو فشل الانضغاط والذين لا يسمح بهما الكود.

#### مثال 6.4 :

أعد حل المثال (3.4) باستخدام الجدول.

بما أن قيمة ( $\rho$ ) تم اختيارها بحيث تساوي (0.016) فإن:

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.213$$

$$k = 0.1862 = \frac{M_n}{\phi f'_c b d^2}$$

من الجدول فإن

$$\therefore \frac{129.6 \times 10^6}{0.9 \times 30 \times b d^2} = 0.1862$$

$$\therefore bd^2 = 25.78 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

باقي الخطوات نفسها للمثال (3.4).

المثال 7.4 :

مثال 7.4 :

أعد حل المثال (4.4) باستخدام الجدول .

1- احسب قيمة  $k$  حيث

$$k = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} = \frac{360 \times 10^6}{0.9 \times 20 \times 300 \times 635^2}$$

$$k = 0.1653$$

$$\omega = 0.186$$

2- من الجدول فإن  $\omega$  تساوي

$$\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y} = 0.186 \times \frac{20}{400} = 0.0093$$

3- باقي الخطوات هي نفسها للمثال 4.4

المثال 7.4 :



$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = 0.85 f'_c b d^2 k$$



في المثال (7.4) فإن  $\omega = 0.186$  (من الجدول 4.4) و  $\rho = 0.0093$  (من الجدول 4.4) ومن ثم فإن  $A_s = 0.0093 \times 20 \times 300 \times 635 = 3580 \text{ mm}^2$



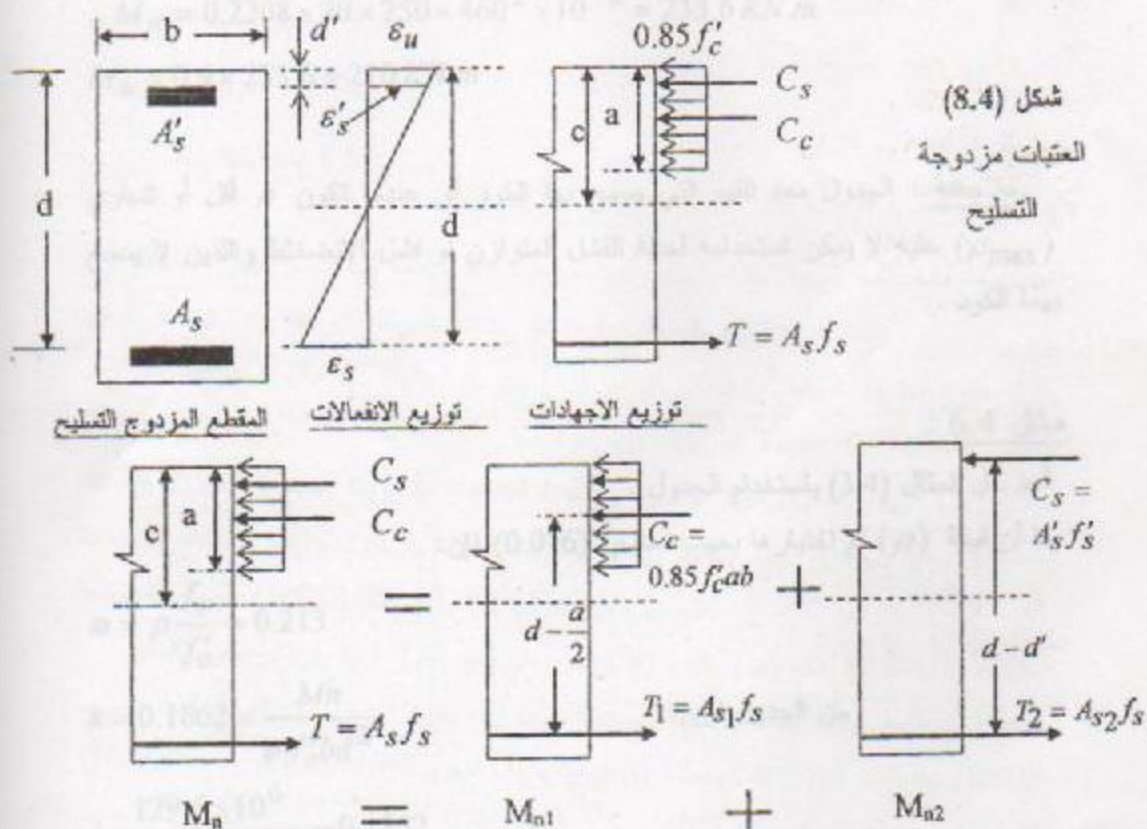
## 10-4 تحليل وتصميم العتبات الخرسانية المستطيلة المقطع المزدوجة التسليح

### Analysis and Design of Doubly Reinforced Rectangular Beams

#### 1.10.4 المقدمة :

تصمم العتبات الخرسانية المفردة التسليح على أساس أن الفشل يحدث بالشد وذلك بجعل نسبة الحديد أقل من أو تساوي النسبة القصوى ( $\rho_{max}$ ) .

في بعض التصميمات تحدد أبعاد العتبة لأسباب معمارية أو غيرها . وعند عدم كفاية المقطع المصمم على الأساس أعلاه على تحمل العزم المسلط فإن إضافة حديد تسليح الشد يؤدي إلى الإخلال بالشروط أعلاه وقد يؤدي إلى أن انفصال الحديد يصبح أقل من ( $\epsilon_y$ ) وبالتالي حصول فشل الانضغاط وهو ما لا يسمح به الكود وما نحاول تجنبه . لمعالجة ذلك نضيف حديد انضغاط يولد قوة تكافئ حديد الشد الإضافي وبالتالي نحافظ على موقع محور الحيود ( $C$ ) بما يضمن فشل الشد . وتسمى العتبة عندئذ مزدوجة التسليح . الشكل (8.4) يوضح توزيع الانفعالات والاجهادات لعتبة مزدوجة التسليح . هذا وقد يضاف حديد تسليح الانضغاط لأسباب



أخرى منها :

أ- تقليل الانحراف الحاصل بسبب الزحف .

ب- إسناد الاتاري .

ج- مقاومة الشد الناتج عن تغيير اتجاه العزم

#### 2.10.4 التحليل :

إن إيجاد المقاومة الاسمية للعزم يعتمد على إجهادات حديد الشد وحديد الانضغاط ويمكن أن يكون بثلاث حالات .

أ- خضوع حديد الشد والانضغاط :

إذا كان حديد الشد والانضغاط يصل إلى مقاومة الخضوع ( $f_y$ ) عند الفشل فإن التحليل يمكن أن يكون بأن نقسم المقاومة إلى قسمين الأول ناتج عن قوة الانضغاط للخرسانة والقوة المعادلة لها في حديد الشد والثاني ينتج عن قوة الانضغاط لحديد الانضغاط وما يعادله من حديد الشد . لاحظ الشكل (8.4) .

عليه فإن المقاومة يمكن حسابها كما يلي :

$$A'_s f_y = A_{s2} f_y \quad \therefore A'_s = A_{s2}$$

$$A_{s1} = A_s - A_{s2} = A_s - A'_s$$

$$A_{s1} f_y = 0.85 f'_c ab$$

من توازن القوى فإن

$$\therefore a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c b}$$

بأخذ العزم حول مركز الشد فإن :

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} = 0.85 f'_c ab \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f_y (d - d') \dots\dots\dots (34.4)$$

وبأخذ العزم حول مركز الضغط للحالتين فإن :

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} = A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_{s2} f_y (d - d') \dots\dots\dots (35.4)$$

لتطبيق المعادلات أعلاه يجب أن نتحقق إجهاد حديد الشد ومقارنته مع  $f_y$  ، ولأجل ذلك نشق نسبة حديد الشد التي تسبب الفشل المتوازن ( $\rho'_b$ ) على فرض أن حديد الانضغاط يصل إلى إجهاد الخضوع ( $f_y$ ) وكما يلي :

في الفشل المتوازن فإن حديد الشد يصل إلى ( $f_y$ ) وانفعال الخرسانة يصل إلى  $\epsilon_u = 0.003$  من الشكل (8.4) ومن توافق الانفعالات فإن :



$$\frac{c_b}{d} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} \dots\dots\dots (36.4)$$

من توازن القوى

$$A_s f_y = 0.85 f'_c ab + A'_s f_y$$

$$\rho'_b b d f_y = 0.85 f'_c \beta_1 c_b b + \rho' b d f_y$$

بالقسمة على  $(b d f_y)$  ينتج :

$$\rho'_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{c_b}{d} + \rho'$$

بالتعويض عن  $c_b$  من المعادلة ( 36.4 ) فإن :

$$\rho'_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} + \rho'$$

وبالتعويض عن  $(\epsilon_u = 0.003)$  و  $(\epsilon_y = f_y / E_s)$  تصبح المعادلة أعلاه :-

$$\rho'_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} + \rho' = \rho_b + \rho' \dots\dots\dots (37.4)$$

حيث  $\rho_b$  = نسبة التوازن للمقطع مفرد التسليح المعرفة بالمعادلة ( 16.4 )

$$\rho' = \text{نسبة حديد الانضغاط إلى المقطع الفعال} = \frac{A'_s}{b d}$$

ولاجل ضمان فشل الشد فإن الكود يتطلب أن لايزيد انفعال الحديد ذو البعد الأقصى عن (0.004) . ويمكن ايجاد النسبة القصوى لحديد الشد  $(\rho'_{\max})$  والتي تسبب هذا الانفعال بنفس الطريقة أعلاه على أن يتم استبدال الانفعال  $\epsilon_y$  بالانفعال (0.004) وهي تساوي :-

$$\rho'_{\max} = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + 0.004} + \rho' = \rho_{\max} + \rho' \dots\dots\dots (38.4)$$

حيث :-

$\rho_{\max}$  = النسبة القصوى لحديد الشد للمقطع مفرد التسليح والمعرفة بالمعادلة ( 20.4 )

$\rho'$  = نفس التعريف السابق .

وفي التصميم يجب الالتزام بالتحديد أعلاه .

ب- خضوع حديد الشد وعدم خضوع حديد الانضغاط :

التحليل أعلاه يكون صحيحا في حال وصول حديد الشد وحديد الانضغاط إلى حد الخضوع . في حال عدم خضوع حديد الانضغاط فإن التحليل أعلاه لا يصح لأن عمق محور الحيود يصبح أكبر وكذلك عمق منطقة الانضغاط ( والذي تم إيجاده على أساس خضوع حديد الشد والانضغاط ) يتغير أيضا . ولا يجوز عندئذ استخدام المعادلات السابقة مباشرة .

إن العامل المؤثر على وصول إجهاد الانضغاط إلى حد الخضوع هو كمية حديد الشد ذلك لأن زيادة حديد الشد تؤدي إلى زيادة عمق محور الحيود (c) وبالتالي زيادة انفعالات حديد الانضغاط ووصوله إلى حد الخضوع . ولأجل تدقيق خضوع حديد الانضغاط نشق معادلة لإيجاد نسبة حديد الشد التي تسبب خضوع حديد الانضغاط ، وكما يلي :

من الشكل (8.4) ومن توافق الانفعالات فإن :

$$\frac{c}{d'} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u - \epsilon_y}$$

$$\therefore c = \frac{600}{600 - f_y} d' \quad (39.4)$$

من توازن القوى فإن :

$$A_s f_y = 0.85 f'_c ab + A'_s f_y$$

وبالقسمه على  $bdf_y$  فإن :

$$\rho'_{cy} = 0.85 \beta_1 c \frac{f'_c}{f_y d} + \rho' \quad (40.4)$$

عوض عن قيمة (c) من المعادلة (39.4) ينتج :

$$\rho'_{cy} = 0.85 \beta_1 \frac{600}{600 - f_y} \frac{f'_c d'}{f_y d} + \rho' \quad (41.4)$$

عندما تكون  $\rho \geq \rho'_{cy}$  فإن حديد الانضغاط يصل إلى  $(f_y)$  والتحليل في (أ) صحيح . أما عندما تكون  $\rho < \rho'_{cy}$  فإن حديد الانضغاط لا يصل إلى  $(f_y)$  وهنا يجب إعادة اشتقاق نسبة التوازن لحديد الشد والتي تم اشتقاقها على أساس أن حديد الانضغاط لحاله التوازن يصل إلى حد الخضوع حيث أن خضوع حديد الانضغاط عند فشل الشد يجعل خضوعه مؤكدا في حالة التوازن لأن (c) تكون أكبر مما يؤدي إلى أن انفعالات حديد الانضغاط تكون أكبر وهذا يؤكد وصوله إلى حد الخضوع . أما إذا كان حديد الانضغاط لا يصل إلى حد الخضوع لفشل الشد فإن وصوله إلى حد الخضوع لحالة التوازن يصبح غير



مؤكد مما يجعل من الضروري تدقيق انفعاله لحالة التوازن واشتقاق نسبة التوازن لهذه الحالة عندما يكون انضغاط الحديد أقل من حد الخضوع وكما يلي :

من توافق الانفعالات فإن :

$$\frac{\epsilon'_s}{c_b - d'} = \frac{\epsilon_u}{c_b}$$

$$\therefore \epsilon'_s = \frac{c_b - d'}{c_b} \epsilon_u$$

$$f'_s = E_s \epsilon'_s = E_s \epsilon_u \frac{c_b - d'}{c_b} = E_s \epsilon_u \left(1 - \frac{d'}{c_b}\right)$$

وبالتعويض عن  $c_b$  من المعادلة (36.4) فإن :

$$f'_s = E_s \epsilon_u \left(1 - \frac{\epsilon_u + \epsilon_y}{\epsilon_u} \frac{d'}{d}\right) = E_s \left[\epsilon_u - (\epsilon_u + \epsilon_y) \frac{d'}{d}\right] \leq f_y \quad (42.4)$$

وبالتعويض عن قيم  $E_s$  و  $\epsilon_u$  في المعادلة أعلاه فإن :

$$f'_s = 600 - (600 + f_y) \frac{d'}{d} \leq f_y$$

من توازن القوى فإن

$$A_s f_y = 0.85 f'_c a b + A'_s f'_s$$

وبالتعويض عن  $(c_b)$  من المعادلة (36.4) أيضا والقسمه على  $(bdf_y)$  فإن :-

$$\rho'_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} + \rho' \frac{f'_s}{f_y}$$

وبالتعويض عن  $(\epsilon_u = 0.003)$  و  $(\epsilon_y = f_y / E_s)$  تصبح المعادلة أعلاه :-

$$\rho'_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} + \rho' \frac{f'_s}{f_y} = \rho_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y} \quad (43.4)$$

حيث :-

$\rho_b$  = نسبة التوازن للمقطع مفرد التسليح المعروفة بالمعادلة (16.4)

$\rho'$  = نفس التعريف السابق

ويمكن اشتقاق النسبة القصوى لحديد الشد ( $\rho'_{\max}$ ) التي يسمح بها الكود وهي النسبة التي تسبب انفعال حديد الشد مقداره (0.004) بنفس الطريقة أعلاه على أن يتم استبدال الانفعال ( $\epsilon_y$ ) بالمقدار (0.004) وكما يلي :-

$$f'_s = E_s \left[\epsilon_u - (\epsilon_u + 0.004) \frac{d'}{d}\right] \leq f_y$$

$$\rho'_{\max} = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + 0.004} + \rho' \frac{f'_s}{f_y} = \rho_{\max} + \rho' \frac{f'_s}{f_y} \quad (44.4)$$

حيث :-

$\rho_{max}$  = النسبة القصوى لحديد الشد للمقطع مفرد التسليح المعرفة بالمعادلة (20.4)

$\rho'$  = نفس التعريف السابق .

ويجب الالتزام بالتحديد أعلاه عند التصميم .

هنا يعاد تدقيق خضوع حديد الشد أي هل أن  $(\rho \leq \rho'_b)$  فإذا تحقق الشرط نستمر بالتحليل أدناه والانتقل إلى الحالة (جـ) . أن إجهاد حديد الانضغاط  $(f'_s)$  أعلاه يخص حالة التوازن أو حالة الحديد الأقصى المسموح به ولا علاقة له بالإجهاد الحقيقي لحديد الانضغاط حيث أن  $(f'_s)$  لازالت مجهولة ويجب إيجادها ويتم ذلك كما يلي :

$$A_s f_y = 0.85 f'_c ab + A'_s f'_s \quad \text{من توازن القوى فإن :}$$

$$\epsilon'_s = \frac{c - d'}{c} \epsilon_u \quad \text{من توافق الانفعالات فإن :}$$

$$f'_s = E_s \epsilon_s = 600 \frac{c - d'}{c}$$

وبالتعويض في معادلة التوازن أعلاه فإن :

$$A_s f_y = 0.85 \beta_1 f'_c b c + 600 A'_s \frac{c - d'}{c} \quad (45.4)$$

وهي معادلة من الدرجة الثانية تحل للحصول على  $c$  ومنها نجد  $a$  فتكون مقاومة الانحناء كما يلي :

$$M_n = 0.85 f'_c ab \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f'_s (d - d') \quad (46.4)$$

هذا ويمكن حل المعادلة (45.4) بدلالة الرموز وكما يلي :

$$c(A_s f_y - 600 A'_s) = 0.85 \beta_1 f'_c b c^2 - 600 A'_s d'$$

$$c^2 - \frac{A_s f_y - 600 A'_s}{0.85 \beta_1 f'_c b} c - \frac{600 A'_s d'}{0.85 \beta_1 f'_c b} = 0$$

$$k_1 = \frac{A_s f_y - 600 A'_s}{0.85 \beta_1 f'_c b}, \quad k_2 = \frac{600 A'_s d'}{0.85 \beta_1 f'_c b} \quad \text{وباستخدام الرموز التالية :}$$

وحل المعادلة بالدستور فإن :

$$c = \frac{k_1 + \sqrt{k_1^2 + 4k_2}}{2} \quad (47.4)$$



### ج- عدم وصول حديد الشد إلى حد الخضوع :

في التصميم لايسمح الكود بهذه الحالة لكنها ممكنة الحدوث وهي تحصل عندما  $\rho > \rho'_b$  وهنا لا يمكن استخدام المعادلات السابقة لأنها جميعاً اشتركت على أساس أن  $f_s = f_y$ . على أن هناك احتمالان بالنسبة إلى حديد الانضغاط . الأول هو وصول الحديد إلى حد الخضوع والثاني عدم وصوله .

ويتم التحليل بكتابة معادلة التوازن والتوافق كما مر بنا على أن يتم التعويض عن  $f_s$  ،  $f'_s$  بدلالة (c) فتتكون لدينا معادلة من الدرجة الثانية وكما يلي :

$$\begin{aligned} \text{توازن القوى} \quad A_s f_s &= 0.85 f'_c \beta_1 c b + A'_s f'_s \\ \text{توافق انفعالات} \quad f'_s &= 600 \frac{d-c}{c} \end{aligned}$$

$$A_s \frac{d-c}{c} 600 = 0.85 \beta_1 f'_c c b + A'_s 600 \frac{c-d'}{c} \dots\dots\dots (48.4)$$

بحل المعادلة أعلاه نحصل على قيمة c ومنها يعاد حساب  $f'_s$  فإذا كانت أقل أو تساوي ( $f_y$ ) فالحل صحيح . أما إذا كانت أكبر من ( $f_y$ ) فيعاد حل المعادلة بوضع  $f'_s = f_y$  وحساب (c) ومنها نحسب (a) حيث  $a = \beta_1 c$  وحساب  $f_s$  ،  $f'_s$  من المعادلات أعلاه ثم إيجاد Mn من المعادلة التالية :

$$M_n = 0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f'_s (d - d') \dots\dots\dots (49.4)$$

### الملخص :

- 1- إحص  $\rho$  ،  $\rho'_{cy}$  ، ثم احسب  $\rho'_b$  من المعادلة (37.4) عندما  $\rho \geq \rho'_{cy}$  أو المعادلة (43.4) عندما  $\rho < \rho'_{cy}$  .
- 2- إذا كانت  $\rho \leq \rho'_b$  ،  $\rho \geq \rho'_{cy}$  فإن التحليل يكون باستخدام المعادلات (34.4) أو (35.4)
- 3- إذا كانت  $\rho \leq \rho'_b$  و  $\rho < \rho'_{cy}$  في هذه الحالة نحسب c من المعادلة (47.4) ثم نحسب ( $M_n$ ) باستخدام المعادلة (46.4) .
- 4- أما إذا كانت  $\rho > \rho'_b$  فإن الحل يتم بإيجاد قيمة (c) بحل المعادلة (48.4) وإيجاد  $f_s$  ،  $f'_s$  واستخدام المعادلة (49.4) لإيجاد المقاومة الاسمية .

## المحاضرة الرابعة عشر

### طريقة ثانية للتحليل :

يمكن تحليل للعتبات مزدوجة التسليح بتحديد نوع العتبة هل هي ناقصة أو فائضة التسليح من توافق الانفعالات دونما حاجة إلى حساب  $\rho'_b$  ،  $\rho'_{cy}$  وهي طريقة تعتمد للمقاطع المستطيلة وغير المستطيلة بينما الطريقة السابقة تخص المقاطع المستطيلة فقط . خطواتها كما يلي :

1- أحسب عمق منطقة الانضغاط (a) من معادلة التوازن بفرض أن  $f_s = f_y$  ،  
 $f'_s = f_y$

2- أحسب  $\epsilon_s$  ،  $\epsilon'_s$  من توافق الانفعالات واحسب  $\epsilon_y$  وكما يلي :

$$\epsilon_u = 0.003 \text{ ، حيث } \epsilon_s = \epsilon_u \frac{d-c}{c} \text{ ، } \epsilon'_s = \epsilon_u \frac{c-d'}{c} \text{ ، } \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

3- إذا كان  $\epsilon_s \geq \epsilon_y$  ،  $\epsilon'_s \geq \epsilon_y$  ، يتم حساب المقاومة الاسمية باستخدام المعادلة (34.4) أو (35.4) . هذه الحالة تعني خضوع حديد الشد والانضغاط .

4- إذا كانت  $\epsilon_s \geq \epsilon_y$  ،  $\epsilon'_s < \epsilon_y$  نحسب قيمة c بنفس الحالة (ب) سابقاً على أن يعاد التدقيق بالنسبة للانفعالات اعتماداً على قيمة (c) الجديدة ثم نحسب  $M_n$  باستخدام المعادلة (46.4)

5- أما إذا كانت  $\epsilon_s < \epsilon_y$  ( أي عدم خضوع حديد الشد ) فالتحليل حسب الحالة (ج) للطريقة السابقة .

### 3.10.4 حساب المقاومة التصميمية

أن حساب المقاومة التصميمية يتطلب تحديد معامل خفض المقاومة ( $\phi$ ) . متطلبات

الكود لتحديد هذا المعامل هي نفسها لحالة المقاطع مفردة التسليح وهي تعتمد على قيمة الانفعال لحديد الشد ذو البعد الأقصى . عليه يتم حساب الانفعال ثم نحسب ( $\phi$ ) باعتماد التحديدات الواردة في الفقرة ( 7.4 ) . ويمكن اشتقاق نسبة حديد الشد ( $\rho'_l$ ) التي تسبب انفعال مقداره ( $\epsilon_l = 0.005$ ) حيث تكون ( $\phi = 0.9$ ) بنفس طريقة اشتقاق ( $\rho_{max}$ ) ماعدا أن قيمة ( $\epsilon_l$ ) تؤخذ مساوية الى (0.005) لهذه الحالة . عليه فإن :-

أ- لحالة خضوع حديد الشد والانضغاط :-

$$\rho'_l = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + 0.005} + \rho' = \rho_l + \rho' \dots\dots\dots (50.4)$$

ب- لحالة خضوع حديد الشد وعدم خضوع حديد الانضغاط :-



$$f'_s = E_s \left[ \epsilon_u - (\epsilon_u + 0.005) \frac{d'}{d} \right] \leq f_y$$

$$\rho'_l = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + 0.005} + \rho' \frac{f'_s}{f_y} = \rho_l + \rho' \frac{f'_s}{f_y} \dots (51.4)$$

حيث  $\rho_l$  = نسبة حديد الشد للمقطع مفرد التسليح والتي تسبب انفعال (0.005) وهي معرفة بالمعادلة (21.4).

ويمكن تحديد قيم ( $\phi$ ) بحساب ( $\epsilon_l$ ) دونما حاجة الى المعادلتين أعلاه.

#### 4.10.4 التصميم Design

عند تصميم العتبات مفردة التسليح فإن نسبة الحديد تؤخذ مساوية إلى ( $\rho_{max}$ ) وذلك لضمان حدوث فشل الشد . عند كون المقطع محدد لأسباب معمارية أو خدمية وغير كافي لمقاومة العزم المسلط إذا صمم على الأساس أعلاه فإن المعالجة تكون كما بينا سابقاً بإضافة حديد الانضغاط وحديد شد يقابله بحيث نحقق بنفس عمق محور الحيود للحالة التي تكون فيها ( $\rho = \rho_{max}$ ) وبذا نضمن فشل الشد . ولحساب حديد تسليح الشد والانضغاط لهذه الحالة نتبع ما يلي:

- 1- حساب العزم التصميمي من تحليل المنشأ .
- 2- حساب  $\rho_{max}$  من المعادلات أو الجدول (م3) في الملحق .
- 3- حساب  $\rho$  من الجدول (م4) في الملحق أو من المعادلة (31.4) فإذا كانت  $\rho \leq \rho_{max}$  فالمقطع مفرد التسليح يصمم حسب الفقرة السابقة وإلا فهو مزدوج التسليح يصمم بالخطوات اللاحقة .

- 4- أحسب العزم التصميمي الأقصى الذي يولده الحديد الأقصى المسموح به حسب الكود ( $A_{smax}$ ) باستخدام المعادلات التالية وهنا سنرمز إلى  $A_{smax}$  بالرمز  $A_{s1}$  و  $M_{u max}$  بالرمز  $M_{u1}$  تماشياً مع الرموز المستخدمة في التحليل . علماً أن قيمة ( $\phi$ ) لهذه الحالة تساوي

$$\phi = 0.483 + 83.3 \epsilon_l = 0.816$$

$$A_{s1} = \rho_{max} b d$$

كما يمكن اعتماد  $\rho = \rho_l$  حتى تكون قيمة  $\phi = 0.9$

$$a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f'_c b} \dots (52.4)$$

$$M_{u1} = \phi M_u = \phi A_{s1} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \dots (53.4)$$

5- حساب عزم التصميم الذي يجب أن يقاومه حديد الانضغاط  $A'_s$  وحديد الشد الذي يقابله حيث أن العزم التصميمي يجب أن يساوي :

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \\ \therefore M_{u2} = M_u - M_{u1} \dots\dots\dots (54.4)$$

$M_u$  = عزم التصميم الناتج عن تحليل المنشأ .

$M_{u1}$  = العزم الناتج عن حديد الشد وانضغاط الخرسانة .

$M_{u2}$  = العزم الناتج عن حديد الانضغاط وحديد الشد الذي يقابله .

6- حساب إجهاد حديد تسليح الانضغاط

$$c = a / \beta_1 \\ \epsilon'_s = \frac{c - d'}{c} \epsilon_u \\ f'_s = E_s \epsilon'_s = 600 \frac{c - d'}{c} \leq f_y \dots\dots\dots (55.4)$$

7- حساب حديد الانضغاط من معادلة التوازن :

$$A'_s = \frac{M_{u2}}{\phi f'_s (d - d')} \dots\dots\dots (56.4)$$

8- حساب حديد الشد الذي يقابل حديد الانضغاط من المعادلة :

$$A_{s2} f_y = A'_s f'_s \quad \therefore A_{s2} = \frac{A'_s f'_s}{f_y} \dots\dots\dots (57.4)$$

9- حساب حديد الشد الكلي

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \dots\dots\dots (58.4)$$

10- أختار قطر القضبان واحسب عددها وفق المسافات حسب متطلبات الكود.

**ملاحظة 1 :** يتطلب الكود أن لا تزيد نسبة حديد التسليح للشد عن :

$$\rho'_{\max} = \rho_{\max} + \rho' \frac{f'_s}{f_y}$$

وذلك لضمان فشل الشد حيث أن الانفعال عند تحقيق المطلب أعلاه يكون  $(\epsilon_f \geq 0.004)$  ولا داعي لتطبيق ذلك عند التصميم بالطريقة أعلاه لأنه متحقق أصلاً . إذ أن التصميم تم باختيار  $\epsilon_f \geq 0.004$  وثبتت بعد محور الحيود الذي يحقق هذا الانفعال ومن ثم تم إيجاد كميات الحديد على هذا الأساس عليه فالشرط أعلاه متحقق .



ملاحظة 2 : تم إهمال النقصان القليل في مساحة الخرسانة الناتج عن حديد الانضغاط.

#### مثال 8.4 :

احسب مقاومة الانحناء الاسمية للمقطع الخرساني المزدوج التسلح في الشكل (9.4) . إذا كان

$$\begin{aligned} \text{أ- } A_s &= 4000 \text{ mm}^2 & \text{ب- } A_s &= 5000 \text{ mm}^2 & \text{ج- } A_s &= 8000 \text{ mm}^2 \\ \text{و } f'_c &= 30 \text{ Mpa} & f_y &= 350 \text{ Mpa} & A'_s &= 2500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

#### الحل :

هذا المثال يخص تحليل العتبات المستطيلة المقطع المزدوجة التسلح .

$$\rho_b = (0.85)^2 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 0.039 \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd} = 0.02$$

$$\rho'_{cy} = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{d'}{d} \frac{600}{600 - f_y} + \rho' = 0.0349$$

أ:-

$$\rho = \frac{4000}{500 \times 250} = 0.032$$

بما أن  $\rho < \rho'_{cy}$  فإن حديد الانضغاط لا يصل إلى حد الخضوع ( $f_y$ ) . ندقق خضوع حديد الشد بحساب  $\rho'_b$  من المعادلة (43.4)

$$f'_s = 600 - (600 + f_y) \frac{d'}{d} = 505 \text{ Mpa} > f_y$$

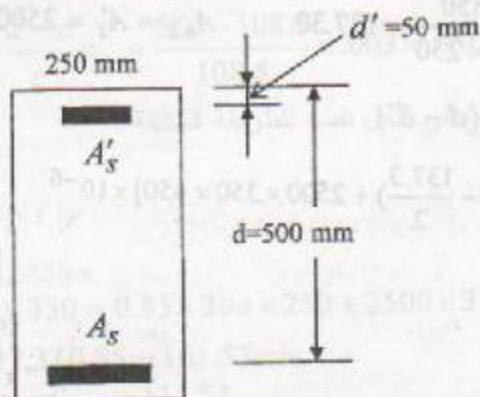
$$\therefore f'_s = 350 \text{ Mpa}$$

$$\therefore \rho'_b = \rho_b + \rho' = 0.039 + 0.02 = 0.059$$

بما أن  $\rho < \rho'_b$  عليه فحديد الشد يصل إلى حد الخضوع .

الآن نجد (c) من المعادلة (47.4) وكما يلي :-

$$k_1 = \frac{A_s f_y - 600 A'_s}{0.85 \beta_1 f'_c b} = \frac{4000(350) - 600(2500)}{(0.85)^2 (30)(250)} = -18.45$$



شكل (9.4)  
مقطع العتبة للمثال  
(8.4)

$$k_2 = \frac{600 A'_s d'}{0.85 \beta_1 f'_c b} = \frac{600 \times 2500 \times 50}{(0.85)^2 (30)(250)} = 13840.83$$

$$c = \frac{k_1 + \sqrt{k_1^2 + 4k_2}}{2} = \frac{-18.45 + \sqrt{(-18.45)^2 + 4 \times 13840.83}}{2}$$

$$c = 108.8 \text{ mm} \quad a = \beta_1 c = 92.5 \text{ mm}$$

$$f'_s = \frac{c - d'}{c} 600 = \frac{108.8 - 50}{108.8} \times 600 = 324.3 \text{ MPa}$$

$$M_n = 0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f'_s (d - d')$$

$$M_n = [0.85 \times 30 \times 250 \times 92.5 (500 - \frac{92.5}{2}) + 2500 \times 324.3 (500 - 50)] \times 10^{-6}$$

$$M_n = 632.4 \text{ KN.m}$$

ب: -

$$\rho'_{cy} = 0.0349 \quad (\text{من الفرع السابق})$$

$$\rho = \frac{5000}{250(500)} = 0.04$$

بما أن  $\rho > \rho'_{cy}$  عليه لحسب  $\rho'_b$  من المعادلة (38.4) :-

$$\rho'_b = \rho_b + \rho' = 0.059 \quad (\text{من الفرع السابق})$$

$$f'_s = f_y, \quad f_s = f_y \quad \text{فان} \quad \rho > \rho'_{cy} \quad \text{و} \quad \rho < \rho'_b$$

بما أن



$$a = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0.85f'_c b} = \frac{2500 \times 350}{0.85 \times 30 \times 250} = 137.30 \quad A_{s2} = A'_s = 2500 \text{ mm}^2$$

$$M_n = 0.85f'_c ab \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f'_s (d - d')$$

$$M_n = [0.85 \times 30 \times 137.3 \times 250 \left(500 - \frac{137.3}{2}\right) + 2500 \times 350 \times 450] \times 10^{-6}$$

$$M_n = 771.3 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{8000}{250 \times 500} = 0.064 > 0.057$$

عليه فان  $f_s < f_y$  (فشل انضغاط). أما بالنسبة لحديد الانضغاط فانه يصل إلى حد الخضوع  $f'_s = f_y$  ذلك لاننا في الفرع السابق وجدنا أن  $f'_s = f_y$  لحالة التوازن وحيث أن الحديد هنا أكثر فان عمق محور الحيود سيكون اكبر وبالتالي استمرار خضوع حديد الانضغاط .

$$A_s \frac{d-c}{c} (600) = 0.85\beta_1 f'_c c b + A'_s f_y \quad \text{من المعادلة (48.4) فان}$$

$$\therefore 8000 \left(\frac{500-c}{c}\right) (600) = (0.85)^2 (30)(c)(250) + 2500(350)$$

بالدستور فان

$$c = 323 \text{ mm}$$

$$\therefore f_s = 600 \frac{500-c}{c} = 328.8 \text{ Mpa}$$

$$a = \beta_1 c = 274.6 \text{ mm}$$

$$M_n = 0.85f'_c ab \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s f_y (d - d') = 1028.7 \text{ KN.m}$$

طريقة ثانية للحل :-

أ- من معادلة التوازن وبفرض أن  $f_s = f_y$  ،  $f'_s = f_y$  فان :-

$$4000 \times 350 = 0.85 \times 30 \times a \times 250 + 2500 \times 350 \quad \therefore a = 82.4$$

$$\therefore c = a / \beta_1 = 96.94$$

$$\epsilon'_s = \frac{96.94 - 50}{96.94} \epsilon_u = 0.0014 \quad \epsilon_s = \frac{d-c}{c} \epsilon_u = 0.0124$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{350}{200000} = 0.00175$$

بما أن  $\epsilon'_s < \epsilon_y$  فان  $f'_s < f_y$  ويتم حساب c بنفس الطريقة السابقة ثم نحسب ( $\epsilon_s$ ) اعتماداً على قيمة (c) الجديدة وكما يلي :-

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \epsilon_u = \frac{500-108.8}{108.8} \times 0.003 = 0.0108 > \epsilon_y$$

عليه فحديد الشد يصل إلى حد الخضوع . باقي الحل نفسه للطريقة السابقة .

ب:-

يتم حساب (a) من معادلة التوازن

$$5000 \times 350 = 0.85 \times 30a \times 250 + 2500 \times 350 \quad \therefore a = 137.3 \text{ mm}$$

$$c = 137.3 / 0.85 = 161.53 \text{ mm}$$

$$\epsilon'_s = \frac{c-d'}{c} \epsilon_u = \frac{111.53}{161.53} \times (0.003) = 0.0021 > \epsilon_y \quad \therefore f'_s = f_y$$

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \epsilon_u = \frac{500-161.53}{161.53} \times 0.003 = 0.006 > \epsilon_y \quad \therefore f'_s = f_y$$

ثم يتم إيجاد  $M_n$  بنفس الطريقة السابقة .

ج:-

من معادلة التوازن وعلى افتراض أن  $f'_s = f_y$  ،  $f_s = f_y$  فإن :-

$$a = 302 \text{ mm}$$

عليه فإن  $c = 355.3 \text{ mm}$  ثم نحسب  $\epsilon_s$  من توافق الانفعالات .

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \epsilon_u = 0.00122 < \epsilon_y$$

عليه فإن حديد الشد لا يصل إلى حد الخضوع (عكس ما افترضنا). يعاد الحل بكتابة معادلة

التوازن بدلالة (c) وإكمال الحل بنفس الطريقة السابقة . يلاحظ من هذه الطريقة أن الفرق بينها وبين الطريقة السابقة هو في تدقيق خضوع حديد الشد وحديد الانضغاط فقط .

#### مثال 9.4 :

عتبة خرسانية مسلحة ذات عرض (b = 300 mm) وعمق كلي (h = 600 mm) يملأ

عليها عزم ميت خدمي بضعفه العزم الناتج عن الوزن الذاتي للعتبة مقداره 200 KN.m

وعزم حي خدمي مقداره (180 KN.m) . احسب مساحة وتفاصيل حديد التسليح باستخدام

$$f_y = 400 \text{ Mpa} , f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

الحل : هذا المثال يخص تصميم عتبة ذات إبعاد معلومة



إيجاد العمق الفعال نظرح (100mm) من العمق الكلي فيصبح

$$d = h - 100 = 500 \text{ mm}$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 528 \text{ KN.m} \quad \text{1- نحسب } M_u \text{ حيث}$$

$$\rho_{\max} = 0.0232 \quad \text{2- نحسب } \rho_{\max} \text{ ويمكن استخدام الجدول رقم (3) في الملحق}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{f_y}} \right) \quad \text{3- نحسب } \rho \text{ من المعادلة}$$

$$R = \frac{M_u}{\phi b d^2} = 7.82 \quad m = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.7 \quad \phi = 0.9 \quad \text{حيث}$$

$$\therefore \rho = \frac{1}{15.7} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.7 \times 7.82}{400}} \right) = 0.0241$$

بما أن  $\rho > \rho_{\max}$  عليه فالمقطع يجب أن يصمم على أنه مزوج التسليح .

$$A_{s1} \quad \text{4- نحسب}$$

$$A_{s1} = \rho_{\max} b d = 0.0232 \times 300 \times 500 = 3480 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{3480 \times 400}{0.85 \times 30 \times 300} = 182 \text{ mm}$$

$$M_{u1} = \phi M_{n1} = 0.816 \times 3480 \times 400 \left( 500 - \frac{182}{2} \right) \times 10^{-6} = 464.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{u2} = M_u - M_{u1} = 528 - 464.6 = 63.4 \text{ KN.m} \quad \text{5- نحسب } M_{u2}$$

$$\text{6- نحسب إجهاد حديد الانضغاط ( افرض } d' = 65 \text{ mm)}$$

$$c = a / \beta_1 = 214 \text{ mm}$$

$$f'_s = \frac{c - d'}{c} 600 = 600 \frac{214 - 65}{214} = 418 \text{ Mpa} > f_y \quad \therefore f'_s = f_y$$

$$\text{7- نحسب مساحة حديد الانضغاط}$$

$$A'_s = \frac{M_{u2}}{\phi f'_s (d - d')} = \frac{63.4 \times 10^6}{0.816 \times 400 \times (500 - 65)} = 447 \text{ mm}^2$$

$$\text{8- نحسب مساحة حديد الشد الذي يقابل حديد الانضغاط}$$

$$A_{s2} = A'_s = 447 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 3480 + 447 = 3927 \text{ mm}^2 \quad \text{9- حديد الشد الكلي}$$

10- إذا تم اختيار قضبان نوع (30) فإن  $A_b = 707 \text{ mm}^2$  عليه يكون عدد قضبان حديد

$$n = \frac{3927}{707} = 5.55 \quad \text{الشّد}$$

استخدم (6 30) لحديد الشّد .

وإذا تم استخدام قضبان (12) لحديد الانضغاط فإن عدد القضبان يكون:

$$n = \frac{447}{113} = 3.95 \quad \text{استخدم (4 12)}$$

$$S = \frac{300 - 100 - 3 \times 30}{2} = 55 > 30 \quad \text{تدقيق المسافات (الطبقتين)}$$

عليه يتم فإن المسافة بين القضبان تحقق متطلبات الكود .

$$d = 600 - (13 + 30 + 10 + 40) = 507 > 500 \quad \text{تدقيق العمق الفعال :-}$$

والشكل (10.4) يوضح تفاصيل المقطع لهذا المثال .

### مثال 10.4 :

العتبة البسيطة الإسناد الموضحة في الشكل (11.4) عرض مقطعها يساوي (360mm)

وعمقها الكلي يساوي (600mm) . خواص المواد لها  $f'_c = 20 \text{ Mpa}$  ،  $f_y = 400 \text{ Mpa}$

إذا كانت هناك حاجة لحديد الانضغاط فإن  $d' = 65 \text{ mm}$  . احسب مساحة وتفاصيل الحديد .

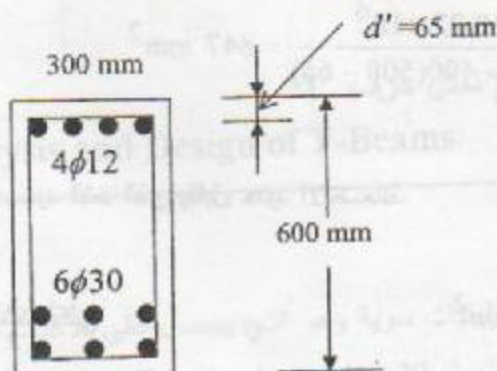
$$d = h - 100 = 500 \text{ mm} \quad \text{الحل :- العمق الفعال ( بفرض طبقتي تسليح )}$$

$$P_u = 100 \times 1.6 = 160 \text{ KN}$$

$$W_u = 46.8 \times 1.2 = 56.16$$

$$M_u = \frac{P_u L}{4} + W_u \frac{L^2}{8}$$

1- لحسب العزم التصميمي



شكل (10.4)

مقطع العتبة للمثال

(9.4)



$$M_u = 160 \times \frac{6}{4} + 56.16 \times \frac{6^2}{8} = 492.72 \text{ KN.m}$$

$$\rho_{\max} = 0.0155$$

2- من الجدول رقم (م3) في الملحق

3- نحسب  $\rho$

$$m = \frac{400}{0.85 \times 20} = 23.5 \quad R = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{492.72 \times 10^6}{0.9 \times 360 \times 500^2} = 6.08$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{f_y}} \right) = 0.0198$$

بما إن  $\rho > \rho_{\max}$  عليه فالمقطع يصمم على أنه مزدوج التسليح .

$$A_{s1} = \rho_{\max} b d = 0.0155 \times 360 \times 500 = 2790 \text{ mm}^2$$

4- نحسب  $A_{s1}$

$$a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2790 \times 400}{0.85 \times 20 \times 360} = 182 \text{ mm}$$

$$M_{u1} = \phi M_{n1} = 0.816 \times 2790 \times 400 \left( 500 - \frac{182}{2} \right) \times 10^{-6} = 372.5 \text{ KN.m}$$

5- نحسب  $M_{u2}$

$$M_{u2} = M_u - M_{u1} = 492.72 - 372.5 = 120.22 \text{ KN.m}$$

$$c = a / \beta_1 = 214$$

6- نحسب إجهاد حديد الانضغاط

$$f'_s = \frac{c - d'}{c} 600 = \frac{214 - 65}{214} (600) = 418 > f_y$$

$$\therefore f'_s = f_y = 400 \text{ Mpa}$$

7- نحسب مساحة حديد الانضغاط

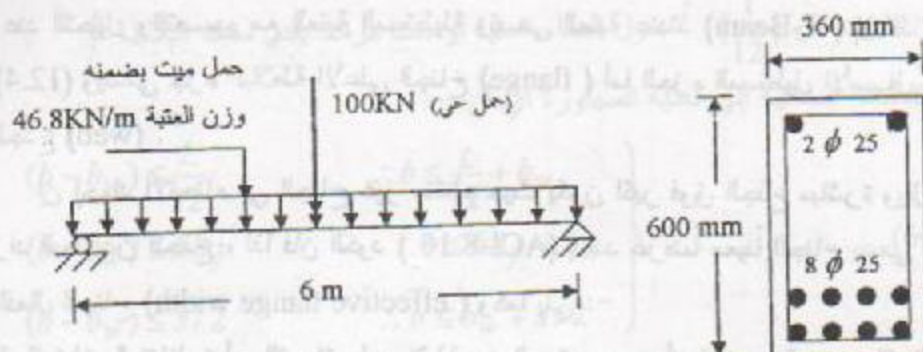
$$A'_s = \frac{M_{u2}}{\phi f'_s (d - d')} = \frac{120.22 \times 10^6}{0.816 \times 400 (500 - 65)} = 847 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = A'_s = 847 \text{ mm}^2$$

8- مساحة حديد الشد الذي يقابل حديد الانضغاط

$$A_s = 2790 + 847 = 3637 \text{ mm}^2$$

9- حديد الشد الكلي



شكل (11.4)

تفاصيل العتبة للمثال (10.4)

10- لحديد الشد يمكن اختيار قضبان نوع (φ25) عليه فالعدد

$$n = \frac{3637}{491} = 7.4$$

نستخدم (8φ25) بطبقتين وندقق المسافة

$$S = \frac{360 - 100 - 4 \times 25}{3} = 53 \text{ mm}$$

$$S = 53 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad O.K$$

بالنسبة لحديد الانضغاط نستخدم (2φ25) فتكون المساحة المتوفرة

$$2 \times 491 = 982 > 847 \text{ mm}^2 \quad O.K$$

تفاصيل المقطع موضحة على الشكل (11.4)



## 11.4 تحليل وتصميم العتبات على شكل حرف T

### Analysis and Design of T-Beams

#### 1.11.4 المقدمة :

عندما تصب البلاطات الخرسانية والعتبات سوية وهو الذي يحصل على الأغلب فإن جزءاً من البلاطة يعمل مع العتبات في تحمل الانضغاط. ومما يساعد على تحقيق ذلك وجود الاتاري التي تربط حديد تسليح البلاطة مع حديد تسليح العتبات . لذا يؤخذ جزء من البلاطة

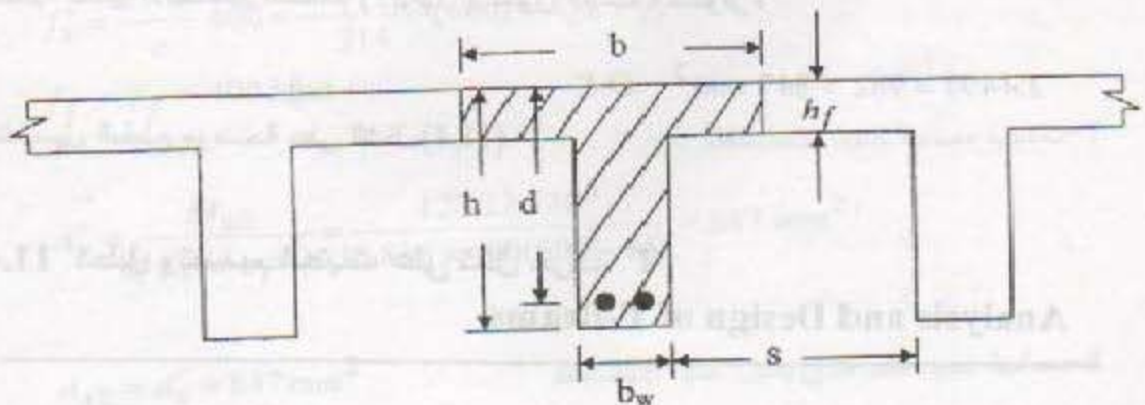
عند التحليل والتصميم مع العتبة المستطيلة وتسمى العتبة عندئذ ( T-Beam ) لاحظ الشكل (12.4) ويسمى جزء البلاطة الأعلى الجناح ( flange ) أما الجزء المستطيل الأسفل يسمى الجذع ( web ) .

إن إجهاد الانحناء في الجناح غير منتظم حيث يكون أكبر فوق الجذع مباشرة ويقل كلما زاد البعد عن الجذع ، لذا فإن الكود ( ACI-8.10 ) يحدد عرضاً معيناً للجناح يسمى العرض الفعال للجناح ( effective flange width ) وكما يلي :-

1- للعتبات المتقاطرة أي التي تتصل ببلاطة من الجهتين يجب أن لايزيد العرض الفعال عن ربع قضاة العتبة كما أن الجزء البارز من العرض الفعال يجب أن لايزيد عن ثماني مرات بقدر سمك البلاطة (  $h_f$  ) ولايزيد عن نصف المسافة الصافية إلى العتبة المجاورة ويعبر عن ذلك كما يلي :-

$$\left. \begin{aligned} b &\leq L/4 \\ (b - b_w)/2 &\leq s/2 \\ (b - b_w)/2 &\leq 8h_f \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \therefore b &\leq s + b_w \\ \therefore b &\leq 16h_f + b_w \end{aligned} \quad (59.4)$$

2- للعتبة التي لها بلاطة من جانب واحد ( تسمى عادة L-beam ) فإن العرض الفعال البارز



الشكل (12.4)

العتبات على شكل (T)

يجب أن لا يزيد عن  $(\frac{1}{12})$  طول فضاء العتبة أو ست مرات بقدر سمك البلاطة أو

نصف المسافة الصافية إلى العتبة المجاورة أي أن :-

$$\left. \begin{aligned} (b - b_w) &\leq \frac{L}{12} \\ (b - b_w) &\leq 6h_f \\ (b - b_w) &\leq s/2 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \therefore b &\leq \frac{L}{12} + b_w \\ \therefore b &\leq 6h_f + b_w \\ \therefore b &\leq b_w + s/2 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (60.4)$$

3- للعتبات المنفصلة التي يستعمل فيها الجناح لتوفير مساحة انضغاط اضافية فان سمك الجناح يجب أن لا يقل عن نصف عرض الجذع . والعرض الكلي يجب أن لا يزيد عن أربع مرات بقدر عرض الجذع أي أن :-

$$\left. \begin{aligned} h_f &\geq b_w / 2 \\ b &\leq 4b_w \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (61.4)$$

#### 2.11.4 التحليل Analysis

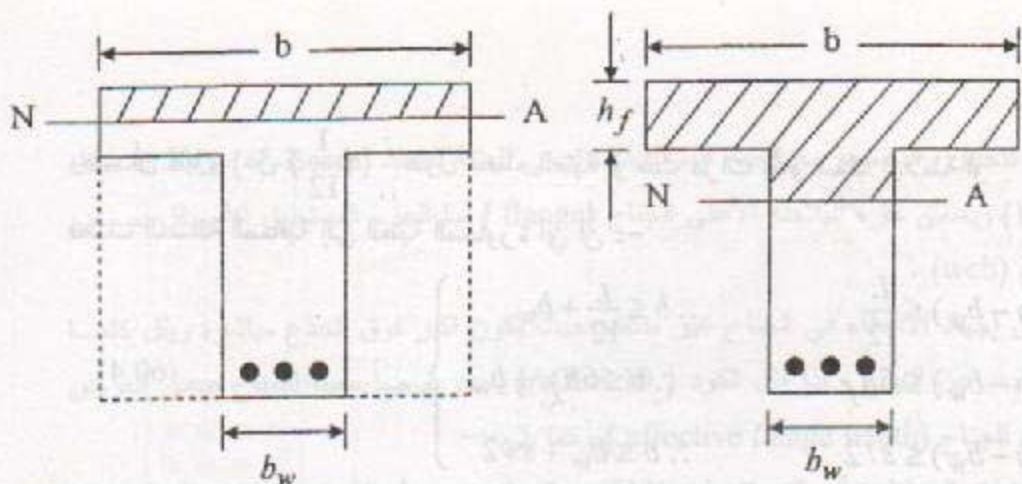
قد يقع محور الحيود ضمن الجناح أو ضمن الجذع يعتمد ذلك على إبعاد البلاطة ، مقاومة المواد المستعملة وكمية حديد التسليح ، لاحظ الشكل (13.4).

عندما يكون عمق محور الحيود ضمن الجذع فان العتبة تحلل على أساس أنها عتبة مستطيلة بإبعاد (b×d) ذلك لان الخرسانة أسفل محور الحيود لا تؤثر على التحليل (لأنها لاتحمل شداً) . سواءاً تم اعتبار الشكل الحقيقي (T-beam) أو الشكل المستطيل المكافئ له في التحليل وهنا نطبق معادلات المقطع المستطيل المفرد التسليح (فقرة 8.4)

ولأننا نعتمد في التحليل والتصميم على الشكل المستطيل المكافئ لتوزيع الاجهادات في الخرسانة فان العتبة يمكن اعتبارها مستطيلة إذا كان عمق منطقة الانضغاط ضمن الجناح أي اقل أو يساوي  $(h_f)$  . وعلى فرض أن عمق الانضغاط (a) ضمن الجناح و  $(f_s = f_y)$  فان :-

$$\begin{aligned} A_s f_y &= 0.85 f'_c a b \\ \therefore a &= \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad \dots\dots\dots (62.4) \end{aligned}$$





شكل ( 13.4 )  
موقع محور الحيود للعتبة (T)

فإذا كانت (a) اقل أو تساوي ( $h_f$ ) فإن التحليل يتم على أساس أن العتبة مستطيلة كما ذكرنا أعلاه . أما إذا كانت (a) اكبر من ( $h_f$ ) فإن التحليل يتم كما يلي ( لاحظ الشكل 14.4 ) :

نفرض أن إجهادات الشد للحديد =  $f_y$  ونقسم الحديد إلى قسمين هما :

$A_{sf}$  = مساحة الحديد التي توازن انضغاط الجناح .

$A_{sw}$  = مساحة الحديد التي توازن انضغاط الجذع .

ويمكن إيجاد مساحة الحديد ( $A_{sf}$ ) من توازن القوى وكما يلي :-

$$A_{sf} f_y = 0.85 f_c (b - b_w) h_f$$

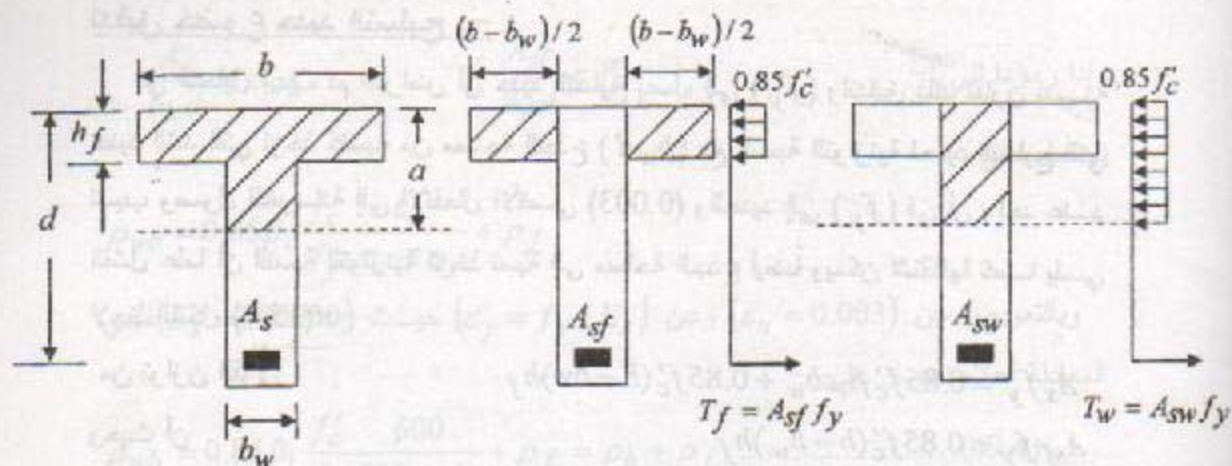
$$A_{sf} = \frac{0.85 f_c (b - b_w) h_f}{f_y} \dots \dots \dots (63.4)$$

أما المقاومة الاسمية التي تولدها قوة الشد لهذا الحديد وقوة انضغاط جانبي الجذع فهي تساوي

$$M_{nl} = A_{sf} f_y \left( d - \frac{h_f}{2} \right) \dots \dots \dots (64.4)$$

أما قوة الشد في الجزء المتبقي من الحديد ( $A_{sw}$ ) فتعادلها قوة انضغاط خرسانة الجذع .

إن عمق منطقة انضغاط الجذع يمكن إيجادها من توازن القوى أيضاً وكما يلي :-



شكل (14.4)

قوى الشد والانضغاط للمعينة (T)

$$A_{sw} = A_s - A_{sf}$$

$$A_{sw} f_y = 0.85 f'_c a b_w$$

$$a = \frac{A_{sw} f_y}{0.85 f'_c b_w} \dots \dots \dots (65.4)$$

المقاومة الاسمية لهذا الجزء من الحديد وقوة انضغاط الجذع هي :

$$M_{n2} = A_{sw} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \dots \dots \dots (66.4)$$

عليه فالمقاومة الاسمية الكلية للمقطع هي :-

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} = A_{sf} f_y \left( d - \frac{h_f}{2} \right) + A_{sw} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \dots \dots \dots (67.4)$$

أو يمكن إيجادها من المعادلة :-

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} = 0.85 f'_c \left[ (b - b_w) h_f \left( d - \frac{h_f}{2} \right) + a b_w \left( d - \frac{a}{2} \right) \right] \dots \dots \dots (68.4)$$



## تدقيق خضوع حديد التسليح :-

في التحليل أعلاه تم افتراض أن حديد التسليح يصل إلى  $(f_y)$  ولتدقيق ذلك نقارن نسبة حديد الشد التي تؤخذ كنسبة من مساحة الجذع  $(b_w d)$  مع النسبة التوازنية لحديد التسليح التي تسبب وصول الخرسانة إلى الانفعال الأقصى (0.003) والحديد إلى  $(f_y)$  في أن واحد عند الفشل علماً أن النسبة التوازنية تؤخذ نسبة إلى مساحة الجذع أيضاً ويمكن اشتقاقها كما يلي لاحظ الشكل (15.4) :-

$$A_s f_y = 0.85 f'_c \beta_1 c b_w + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f$$

من توازن القوى

$$A_s f_y = 0.85 f'_c (b - b_w) h_f$$

وحيث أن

$$A_s f_y = 0.85 f'_c \beta_1 c b_w + A_s f_y$$

فإن

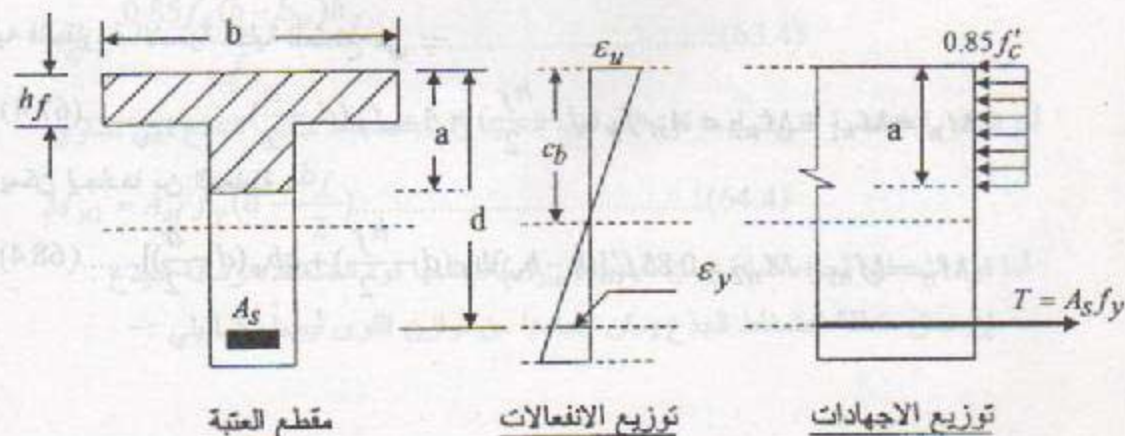
$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y + \epsilon_u} = \frac{c b}{d}$$

من توافق الانفعالات فإن :-

$$\therefore c b = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y + \epsilon_u} d$$

وبالتعويض في معادلة التوازن والقسم على  $(b_w d f_y)$  نحصل على :-

$$\frac{A_s}{b_w d} = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} + \frac{A_s f}{b_w d}$$



شكل (15.4) توزيع الاجهادات والانفعالات للعتبة (T)

$$\frac{A_s}{b_w d} = \rho_{wb} \quad \frac{A_{sf}}{b_w d} = \rho_f \quad \text{وإذا رمزنا إلى :-}$$

نحصل على :-

$$\rho_{wb} = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} + \rho_f$$

وبالتعويض عن  $(\epsilon_u = 0.003)$  وعن  $(\epsilon_y = f_y / E_s)$  حيث  $(E_s = 200000)$  في المعادلة أعلاه نحصل على :-

$$\rho_{wb} = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} + \rho_f = \rho_b + \rho_f \quad (69.4)$$

حيث :-

$\rho_{wb}$  = نسبة التوازن للعتبة على شكل (T)

$\rho_b$  = نسبة التوازن للجزء المستطيل والمعرفة بالمعادلة (16.4).

$\rho_f$  = نسبة الحديد التي توازن قوة انضغاط الجناح .

إن جميع النسب أعلاه تؤخذ نسبة إلى الجذع  $(b_w d)$  ( حسب الاشتقاق أعلاه ) ويتم

حساب  $(\rho_w = \frac{A_s}{b_w d})$  وتُقارن مع  $(\rho_{wb})$  فإذا كانت أقل منها فالتحليل أعلاه صحيح أما

إذا كانت  $(\rho_w > \rho_{wb})$  فالتحليل السابق لا يمكن اعتماده لأن  $a$  وكذلك  $f_s$  تصبح غير معلومة وللتحليل نكتب  $(f_s)$  بدلالة  $(c)$  وكما يلي:

$$\frac{\epsilon_s}{d - c} = \frac{\epsilon_u}{c} \quad \text{من توافق الانفعالات}$$

$$\therefore \epsilon_s = \frac{d - c}{c} \epsilon_u$$

$$f_s = E_s \epsilon_s = E_s \epsilon_u \frac{d - c}{c} = 600 \frac{d - c}{c} \quad (70.4)$$

وبالتعويض في معادلة التوازن

$$A_s f_s = 0.85 f'_c (b - b_w) h_f + 0.85 f'_c a b_w$$

يُنتج ما يلي :-

$$A_s 600 \frac{d - c}{c} = 0.85 f'_c (b - b_w) h_f + 0.85 \beta_1 f'_c c b_w \quad (71.4)$$



وبحل المعادلة أعلاه نحصل على  $c$  ومنها نحسب (a) حيث  
وتحسب المقاومة الاسمية كما يلي (بأخذ العزوم حول حديد الشد):-

$$M_n = 0.85 f'_c (b - b_w) h_f (d - \frac{h_f}{2}) + 0.85 f'_c a b_w (d - \frac{a}{2}) \dots (72.4)$$

كما يمكن التأكد من خضوع الحديد بمقارنة (c) المحسوبة على أساس أن  $(f_s = f_y)$  مع  $c_b$  أو مقارنة  $(\epsilon_s)$  مع  $(\epsilon_y)$  لاحظ الشكل (2.4).  $(\epsilon_s > \epsilon_y)$

إن كون العتبة (T) فائضة التسليح نادر الحدوث (فضلاً عن أنه غير مسموح به من قبل الكود عند التصميم) ذلك لأن منطقة الانضغاط الكبيرة نسبياً التي يوفرها الجناح تؤدي إلى كون عمقها قليل وبالتالي يصبح عمق محور الحيود قليلاً مؤدياً إلى كون  $(\epsilon_s > \epsilon_y)$  وبالتالي كون العتبة ناقصة التسليح.

هذا ويتطلب الكود أن لا يزيد انفعال الحديد ذو البعد الأقصى عن (0.004) وذلك لضمان فشل الشد ويمكن اشتقاق النسب القصوى لحديد الشد التي تسبب الانفعال أعلاه بنفس طريقة اشتقاق  $(\rho_{wb})$  أعلاه ماعدا استبدال الانفعال  $(\epsilon_y)$  بالمقدار (0.004) وبذا تكون النسبة القصوى مساوية إلى :-

$$\rho_{w \max} = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + 0.004} + \rho_f = \rho_{\max} + \rho_f \dots (73.4)$$

حيث :-

$\rho_{w \max}$  = نسبة الحديد القصوى للعتبة على شكل (T)

$\rho_{\max}$  = نسبة الحديد القصوى للجزء المستطيل والمعرفة بالمعادلة (20.4).

$\rho_f$  = نفس التعريف أعلاه.

ويجب الالتزام بالتحديد أعلاه عند التصميم.

ويمكن تلخيص خطوات التحليل بما يلي :-

1- احسب عمق منطقة الانضغاط حسب المعادلة (62.4)

2- إذا كانت  $(a < h_f)$  فالتحليل يتم على أساس أن العتبة مستطيلة المقطع بعرض (b) وعمق d.

3- أما إذا كانت  $(a > h_f)$  فيتم حساب  $(A_{sf})$  حسب المعادلة (63.4) ثم نحسب

$(\rho_w = \frac{A_s}{b_w d})$  ونقارنها مع  $(\rho_{wb})$  المحسوبة من المعادلة (69.4) فإذا

كانت  $\rho_{wb} \leq \rho_w$  فإن التحليل يتم بحساب (a) من المعادلة (65.4) و  $M_n$  من المعادلة (67.4) أو (68.4)

4- أما إذا كانت  $\rho_{wb} > \rho_w$  فإن التحليل يتم بحساب (c) من المعادلة (71.4) ثم حساب المقاومة الاسمية من المعادلة (72.4) . كما يمكن التأكد من نوع الفشل بطرق أخرى كما ذكرنا أعلاه .

#### 4.11.4 حساب المقاومة التصميمية

لحساب المقاومة التصميمية يجب تحديد قيمة معامل خفض المقاومة ( $\phi$ ) . متطلبات الكود لتحديد هذا المعامل هي نفسها لحالة المقاطع المستطيلة المفردة التسليح الموضحة سابقاً ويمكن اشتقاق نسبة الحديد التي تسبب انفعال مقداره  $\epsilon_f = 0.005$  حيث أن ( $\phi = 0.9$ ) لهذه الحالة بنفس الطريقة التي اشتقت بها النسبة التوازنية وهي تساوي :-

$$\rho_{wt} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + 0.005} + \rho_f = \rho_t + \rho_f \dots\dots\dots(74.4)$$

حيث :-

$\rho_{wt}$  = نسبة الحديد التي تسبب انفعال (0.005) للعتبة على شكل (T).

$\rho_t$  = نسبة الحديد التي تسبب انفعال (0.005) للجزء المستطيل والمعرفة بالمعادلة (21.4).

$\rho_f$  = نفس التعريف السابق .

#### 3.11.4 التصميم Design

التصميم يعني إيجاد الأبعاد ومساحة وتفاصيل الحديد . بالنسبة للمسافة بين العتبات وسعك الجناح ( $h_f$ ) فإنها تحدد من تصميم البلاطات بين العتبات ، لذا يكون المطلوب عند تصميم العتبات على شكل (T) هو تحديد إبعاد الجذع أي عرضه ( $b_w$ ) وعمقه ومقدار حديد التسليح عند تصميم العتبة لمقاومة الانحناء فإن إبعاد الجذع تكون قليلة بسبب العرض الكبير لمنطقة الانضغاط ، كما أن حديد التسليح يكون أكثر بسبب كون العمق الفعال صغيراً ويتطلب حديد أكثر لتسليح القص ويكون الانحراف أكبر بسبب صغر الأبعاد .  
عليه فإن إبعاد الجذع تختار عملياً لتحقيق ما يلي :-

1- استعمال نسبة أقل من حديد التسليح .

2- الحفاظ على إجهاد قص منخفض في الجذع .



التصميم يعني إيجاد الأبعاد ومساحة وتفاصيل الحديد . بالنسبة للمسافة بين العتبات وسمك الجناح ( $h_f$ ) فإنها تُحدد من تصميم البلاطات بين العتبات ، لذا يكون المطلوب عند تصميم العتبات على شكل (T) هو تحديد إبعاد الجذع أي عرضه ( $b_w$ ) وعمقه ومقدار حديد التسليح عند تصميم العتبة لمقاومة الانحناء فإن إبعاد الجذع تكون قليلة بسبب العرض الكبير لمنطقة الانضغاط ، كما أن حديد التسليح يكون أكثر بسبب كون العمق الفعال صغيراً ويتطلب حديد أكثر لتسليح القص ويكون الانحراف أكبر بسبب صغر الأبعاد .  
عليه فإن إبعاد الجذع تختار عملياً لتحقيق ما يلي :-

- 1- استعمال نسبة أقل من حديد التسليح .
- 2- الحفاظ على إجهاد قص منخفض في الجذع .
- 3- لجعل المقطع مناسباً لتحمل العزم السالب عند المساند حيث يصبح المقطع مستطيلاً بإبعاد ( $b_w d$ )  
ولضمان فشل الشد يتطلب الكود أن تكون نسبة الحديد أقل أو تساوي النسبة القصوى لحديد التسليح المحددة بالمعادلة (73.4)  
عند تحديد إبعاد الجذع اعتماداً على النقاط الثلاث المذكورة فإن التصميم (حساب حديد الشد) يمكن تلخيصه بالخطوات التالية :-
- 1- تحديد العرض الفعال حسب المعادلات (59.4) أو (60.4) أو (61.4) ثم حساب عزم التصميم  $M_u$
- 2- تدقيق عمق منطقة الانضغاط . إذ نفرض أنها تساوي ( $h_f$ ) ونحسب العزم المتولد من المعادلة :-

$$M_{uf} = \phi \left[ 0.85 f'_c h_f b \left( d - \frac{h_f}{2} \right) \right] \dots \dots \dots (75.4)$$

فإذا كان  $M_{uf} \geq M_u$  فإن العتبة تصمم على أنها مستطيلة المقطع بإبعاد ( $b \times d$ ) وكما مر بنا في تصميم العتبات المستطيلة وألا فإن العتبة تصمم على شكل (T). علماً أن ( $\phi$ ) تفرض مساوية إلى (0.9) ثم تدقق في نهاية التصميم .

- 3- حساب حديد التسليح الذي يعادل انضغاط الجناح من توازن القوى .

$$A_{sf} = \frac{0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_y} \dots \dots \dots (76.4)$$

- 4- حساب عزم التصميم الناتج عن انضغاط الجناح والحديد الذي يقابله .

$$M_{u1} = \phi A_{sf} f_y (d - h_f / 2) \dots \dots \dots (77.4)$$

- 5- حساب عزم الانحناء الذي يولده الحديد الذي يجب أن يضاف ليعادل انضغاط الجذع .

$$M_{u2} = M_u - M_{u1} \dots \dots \dots (78.4)$$

- 6- حساب نسبة حديد التسليح الذي يعادل انضغاط الجذع باستخدام جدول (4م) في الملحق أو من المعادلة .

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{f_y}} \right)$$

- 7- حساب حديد التسليح الذي يعادل انضغاط الجذع .

$$A_{sw} = \rho b_w d \dots \dots \dots (79.4)$$

- 8- حساب حديد التسليح الكلي

$$A_s = A_{sw} + A_{sf} \dots \dots \dots (80.4)$$

9- تدقيق متطلبات الحد الأقصى للحديد بحساب  $\rho_w \max$  من المعادلة (73.4) ومقارنة  $\rho_w \max$  مع  $\rho_w$  فإذا كانت  $\rho_w \leq \rho_w \max$  فالتصميم أعلاه صحيح وإلا فإننا إما أن نغير الأبعاد أو نضيف حديد تسليح شد إضافي وحديد انضغاط يعادله عندئذ يكون المقطع مزدوج التسليح .

10- تدقيق متطلبات الحد الأدنى من الحديد بحساب  $\rho_{\min}$  من المعادلة

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \geq \frac{1.4}{f_y}$$

ونقارنها مع  $\rho_w$  فإذا كانت  $\rho_w < \rho_{\min}$  فإن نسبة الحديد تؤخذ مساوية إلى  $\rho_{\min}$  حيث أن الشرط ( $\rho_w \geq \rho_{\min}$ ) يجب أن يتحقق . وفي حالة كون العتبة مستطيلة بأبعاد (bxd) فإن ( $\rho_w$ ) تحسب بقسمة الحديد الناتج على ( $b_w d$ ) ونقارن مع  $\rho_{\min}$ .

11- تدقيق قيمة معامل خفض المقاومة ( $\phi$ ) وذلك بحساب ( $\rho_{wt}$ ) من المعادلة (74.4) ومقارنته مع ( $\rho_w$ ) فإذا كانت ( $\rho_w \leq \rho_{wt}$ ) فإن قيمة ( $\phi = 0.9$ ) المفروضة صحيحة وإلا يجب حساب ( $\epsilon_t$ ) وإيجاد قيمة ( $\phi$ ) وفقا للتحديدات المذكورة في الفقرة (7.4) وهنا تكون المقاومة التصميمية أقل من العزم التصميمي ويجب زيادة حديد التسليح بحيث يكون العزم التصميمي أقل أو يساوي المقاومة التصميمية أي أن

$$(M_u \leq \phi M_n)$$

12- نحسب عدد القضبان بعد اختيار قطر القضيب وتدقق المسافات بينها حسب متطلبات الكود .

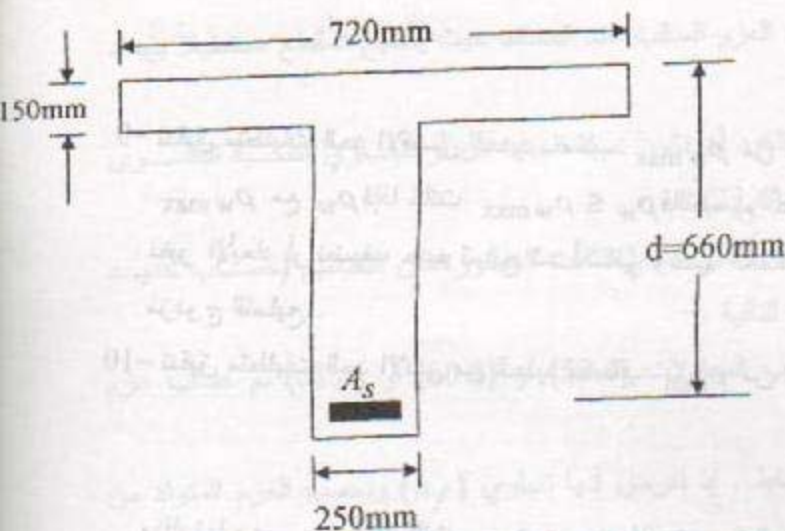
#### مثال 11.4

احسب مقاومة الانحناء الاسمية لعتبة على شكل حرف (T) منفصلة Isolated والموضحة في الشكل (16.4) إذا كانت مساحة الحديد أ-  $A_s = 3000 \text{ mm}^2$  ب-  $A_s = 4800 \text{ mm}^2$  ج-  $A_s = 7000 \text{ mm}^2$  علمًا أن  $f'_c = 20 \text{ Mpa}$  ،  $f_y = 400 \text{ Mpa}$

الحل :-

هذا المثال يخص تحليل العتبات على شكل (T) .





شكل (15.4)

مقطع العتبة للمثال

(11.4)

من تدقيق متطلبات الكود نجد أن عرض الجناح يتفق مع المتطلبات حيث أن :-

$$h_f = 150 > b_w / 2 \quad \text{و} \quad b = 720 < 4b_w (1000\text{mm})$$

إ:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{3000 \times 400}{0.85 \times 20 \times 720} = 98\text{mm}$$

نجد a من المعادلة

بما أن  $a < h_f$  عليه فالعتبة تحلل على أنها مستطيلة بإبعاد (720×660).

من جدول (م3) في الملحق .

$$\rho_b = 0.0217$$

$$\rho = \frac{3000}{720 \times 660} = 0.0063 < \rho_b$$

∴ العتبة ناقصة التسليح .

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = (3000)(400) \left( 660 - \frac{98}{2} \right) \times 10^{-6} = 733.2\text{KN.m}$$

ب:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{4800 \times 400}{0.85 \times 20 \times 720} = 157\text{mm} > 150\text{mm}$$

∴ العتبة تحلل على شكل (T)

$$A_s f = \frac{0.85 \times 20 \times (720 - 250)(150)}{400} = 2996$$

$$\rho_b = 0.0217$$

من جدول (م3) في الملحق .

$$\rho_f = \frac{2996}{660 \times 250} = 0.0182$$

$$\rho_{wb} = \rho_b + \rho_f = 0.0182 + 0.0217 = 0.04$$

$$\rho_w = \frac{4800}{660 \times 250} = 0.029 < 0.04$$

∴ العتبة ناقصة التسليح أي أن  $f_s = f_y$

$$A_{sw} = A_s - A_{sf} = 4800 - 2996 = 1804 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{1804 \times 400}{0.85 \times 20 \times 250} = 169.8 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2}\right) + A_{sw} f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = [2996 \times 400 \left(660 - \frac{150}{2}\right) + 1804 \times 400 \left(660 - \frac{169.8}{2}\right)] \times 10^{-6}$$

$$M_n = 1116 \text{ KN.m}$$

ج :

$$a > 150 \text{ mm}$$

لأن لتسليح اكبر من الفرع السابق عليه فإن  
من الفرع السابق

$$\rho_{wb} = 0.04$$

$$\rho_w = \frac{7000}{250 \times 660} = 0.042 > 0.04$$

∴ العتبة فانضت التسليح ( $f_s < f_y$ )

من المعادلة (71.4) فإن :-

$$7000 \times 600 \frac{660 - c}{c} = 0.85(20)(470)(150) + 0.85(20)(250)(0.85c)$$

$$c = 404 \text{ mm}$$

بحل المعادلة أعلاه فإن

$$a = \beta_1 c = 343 \text{ mm}$$

$$f_s = 600 \frac{d - c}{c} = 380 \text{ Mpa} < f_y \quad (\text{تدقيق})$$

$$M_n = 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \left(d - \frac{h_f}{2}\right) + 0.85 f'_c b_w a \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = (0.85 \times 20 \times 470 \times 150 \times 585 + 0.85 \times 20 \times 250 \times 343 \times 488.5) \times 10^{-6}$$

$$M_n = 1413.23 \text{ KN}$$



## مثال 12.4

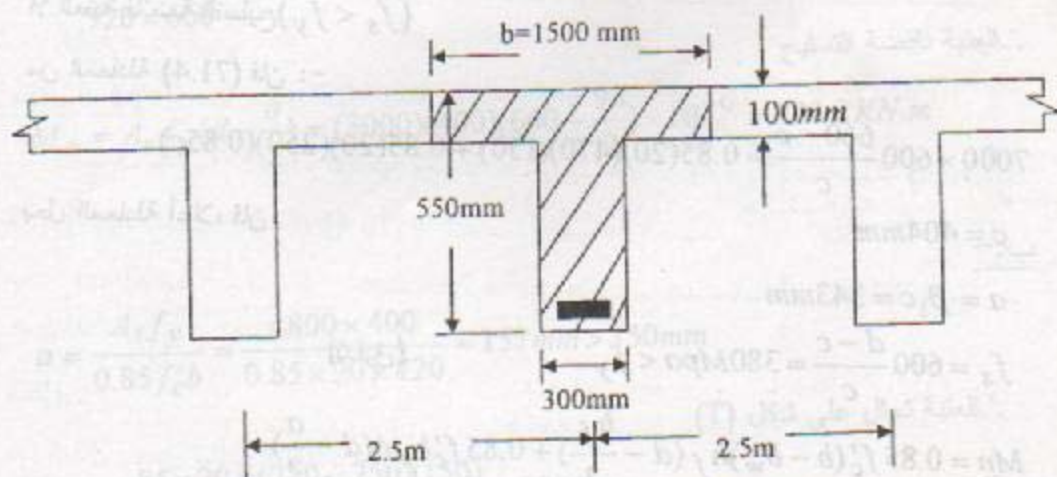
تتكون الأرضية (floor) الموضحة في الشكل (17.4) من بلاطة خرسانية سمكها (100mm) تستند على عتبات تصب معها سوية ، طول القضاء للعتبات يساوي (6m) والبعد بين مراكزها (2.5m) . إذا كان العزم الميت الخدمي ( بضمنه العزم الناتج عن وزن العتبة ) يساوي (84kN.m) والعزم الحي الخدمي يساوي (163kN.m) . احسب مساحة حديد التسليح مستخدماً  $f'_c = 30\text{Mpa}$  ،  $f_y = 400\text{Mpa}$  .

## الحل :-

هذا المثال يخص تصميم العتبات على شكل (T)

نحدد العرض الفعال

$$b \leq \begin{cases} \frac{L}{4} = 1500\text{mm} \\ 16h_f + b_w = 1900\text{mm} \\ s + b_w = 2500\text{mm} \end{cases}$$



شكل (17.4) مقطع في الأرضية للمثال (12.4)

$$b = 1500 \text{ mm}$$

اذن

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 1.2 \times 84 + 1.6 \times 163 \quad \text{2- تحسب العزم التصميمي}$$

$$M_u = 361.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{uf} = 0.9 \times 0.85 \times 30 \times 100 \times 1500 \times (485 - 50) \times 10^{-6} \quad \text{3- نحسب } M_{uf}$$

$$M_{uf} = 1497.5 \text{ KN.m} > M_u$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{و} \quad d = 550 - 65 = 485 \text{ mm}$$

تم فرض

عليه فالمقطع يصمم على انه مستطيل بأبعاد (bxd).

نستخدم جدول (4م) في الملحق

$$k = \frac{M_u}{\phi f_c' b d^2} = 0.038$$

$$\omega = 0.039 \quad \rho = \omega \frac{f_c'}{f_y} = 0.00293$$

$$\rho_{\max} = 0.0232$$

من جدول (3م) في الملحق فان

بما أن  $\rho < \rho_{\max}$  عليه فالمقطع يحقق متطلبات الحد الأقصى للحديد.

$$A_s = 0.00293 \times 1500 \times 485 = 2132 \text{ mm}^2$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \times d} = 0.0147$$

من جدول (3م) في الملحق أيضاً فإن  $\rho_{\min} = 0.0035$

بما أن  $\rho_w > \rho_{\min}$  عليه فإن المقطع يحقق متطلبات الحد الأدنى للحديد.

من الجدول (3م) في الملحق فإن  $(\rho_t = 0.0203)$  وحيث أن  $\rho < \rho_t$  فإن قيمة معامل خفض المقاومة المفروضة ( $\phi = 0.9$ ) صحيحة.

$$n = \frac{2132}{616} = 3.46$$

استخدم حديد نوع ( $\phi 28 \text{ mm}$ ) عليه يكون عدد القضبان

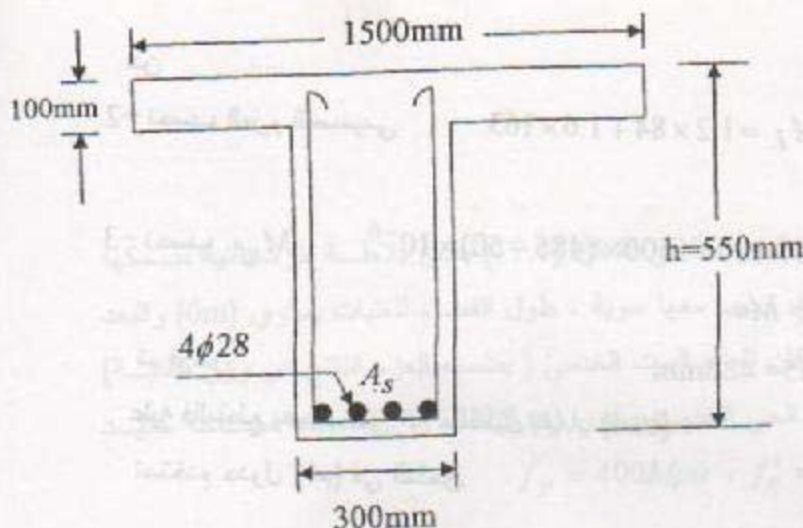
استخدم ( $4\phi 28$ )

$$S = \frac{300 - 100 - 4 \times 28}{3} = 29 > 28$$

ندقق المسافات بين القضبان

عليه فان الحديد يمكن أن يوضع بطبقة واحدة وفي بالمتطلبات الخاصة بالمسافات بين القضبان. والشكل (18.4) يوضح مقطع في العتبة.





شكل (18.4)  
مقطع العتبة للمثال  
(12.4)

### مثال 13.4 :-

أرضية تتكون من بلاطة بسبك (75mm) وعتبات بسيطة الإستاند ذات فضاء (7.2m) المسافة بين مراكز العتبات (1.2m) وإبعادها (b=275mm)، (d=500mm) احسب مساحة الحديد عند منتصف الفضاء للعتبة إذا كان العزم الموجب التصميمي يساوي (710KN.m) علماً أن  $f'_c = 20\text{Mpa}$  ،  $f_y = 400\text{Mpa}$

### الحل :-

1- تحديد العرض الفعال

$$b \leq \begin{cases} \frac{7200}{4} = 1800\text{mm} \\ 16h_f + b_w = 16 \times 75 + 275 = 1475\text{mm} \\ s + b_w = 1200\text{mm} \end{cases}$$

عليه فإن  $b = 1200\text{mm}$

2- حساب  $M_{uf}$

$$M_{uf} = 0.9 \times 0.85 \times 20 \times 1200 \times 75 \left( 500 - \frac{75}{2} \right) \times 10^{-6} = 636.9\text{KN.m}$$

فرضت قيمة  $\phi = 0.9$

بما أن  $M_u > M_{uf}$  عليه فالعتبة تصمم على أنها (T).

3- حساب  $A_{sf}$

$$A_{sf} = \frac{0.85 \times 20(1200 - 275)(75)}{400} = 2948 \text{ mm}^2$$

4- حساب  $M_{u1}$

$$M_{u1} = \phi A_{sf} f_y \left( d - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$M_{u1} = 0.9 \times 2948 \times 400 \left( 500 - \frac{75}{2} \right) \times 10^{-6} = 490.84 \text{ KN.m}$$

5 - حساب  $M_{u2}$

$$M_{u2} = M_u - M_{u1} = 710 - 490.84 = 219.16 \text{ KN.m}$$

6- حساب نسبة حديد التسليح الذي يعادل انضغاط الجذع .

$$k = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} = \frac{219.16 \times 10^{-6}}{0.9 \times 20 \times 275 \times 500^2} = 0.177$$

$$\omega = 0.201$$

من جدول (4م) في الملحق

$$\therefore \rho = \omega \frac{f'_c}{f_y} = 0.01$$

$$A_{sw} = 0.01 \times 275 \times 500 = 1375 \text{ mm}^2$$

7- حساب  $A_{sw}$

8- حديد التسليح الكلي

$$A_s = A_{sf} + A_{sw} = 2948 + 1375 = 4323 \text{ mm}^2$$

9- ندقق متطلبات الحد الأقصى

$$\rho_w = \frac{4323}{275 \times 500} = 0.031$$

$$\rho_f = \frac{2948}{275 \times 500} = 0.0214$$

$$\rho_{\max} = 0.0155$$

من جدول (3م) في الملحق

$$\rho_{w \max} = \rho_{\max} + \rho_f = 0.0155 + 0.0214 = 0.037$$

$$\rho_w < \rho_{w \max}$$

بما أن



عليه فإن المقطع يحقق متطلبات الحد الأقصى من الحديد

10- تدقيق متطلبات الحد الأدنى للحديد

من الجدول (3م) في الملحق  $\rho_{\min} = 0.0035$

وحيث أن  $\rho_w > \rho_{\min}$  فإن المقطع يحقق متطلبات الحد الأدنى من الحديد

11- تدقيق قيمة معامل خفض المقاومة

من الجدول (3م) في الملحق فإن

$$\rho_t = 0.0135$$

وبذا تكون

$$\rho_{wt} = \rho_t + \rho_f = 0.0135 + 0.0214 = 0.035$$

وبما أن  $\rho_w < \rho_{wt}$  فإن  $\phi = 0.9$  أي تطابق القيمة المفروضة

ويمكن تدقيق قيمة المعامل أعلاه بحساب الانفعالات وكما يلي :-

$$a = \frac{A_{sw} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1375 \times 400}{0.85 \times 20 \times 275} = 118$$

$$c = a / \beta_1 = 139$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \epsilon_u = \frac{500 - 139}{139} (0.003) = 0.0078$$

ولأن  $\epsilon_t > 0.005$  عليه تكون قيمة  $\phi = 0.9$

## المحاضرة السابعة عشر

### 12.4 تحليل وتصميم المقاطع الخاصة (Irregular sections) .

يقصد بالمقاطع الخاصة المقاطع غير الشائعة أي التي ليست على شكل مستطيل أو (T) عندئذ لا يمكن في تحليلها وتصميمها استخدام المعادلات السابقة الخاصة بتدقيق خضوع الحديد أو المعادلات الخاصة بنسبة الحديد القصوى ويكون التحليل والتصميم كما يلي :-

#### 1.12.4 التحليل Analysis

ويتم وفقاً للخطوات التالية :-

1- باستخدام معادلات التوازن جد عمق الانضغاط فافرضاً أن  $(f_s = f_y)$  ومنها جد  $(c = a / \beta_1)$ .

2- جد عمق محور الحيود لحالة التوازن  $c_b$  حيث 
$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} d$$

3- فإذا كانت  $c \leq c_b$  فهذا يعني أن المقطع أما ناقص التسليح أو متوازن أي أن  $f_s = f_y$  ويمكن إيجاد  $(M_n)$  يأخذ العزوم حول مركز حديد الشد .

4- أما إذا كانت  $c > c_b$  فهذا يعني أن المقطع فائض التسليح ويتم عندئذ كتابة معادلة التوازن بدلالة (c) كما مر بنا في حالة المقاطع المستطيلة والعتبات على شكل (T) وحل المعادلة لإيجاد (c) ومنها نجد (a) وتأخذ العزوم حول مركز حديد الشد لإيجاد  $M_n$  . هذا ويمكن إيجاد الانفعال للحديد ومقارنته مع  $(\epsilon_y)$  بدلا من حساب  $(c_b)$  .  
أما بالنسبة للعتبات الخاصة المزدوجة التسليح فإن تحليلها يتم بالطريقة الثانية لتحليل العتبات المستطيلة المزدوجة التسليح الموضحة سابقاً .  
لإيجاد المقاومة التصميمية  $M_n$  نحسب انفعال حديد الشد ونتبع نفس التحديدات الواردة في الفقرة (7.4) لحساب قيمة  $(\phi)$  .

#### 2.12.4 التصميم Design

1- بأخذ العزوم حول مركز حديد الشد يمكن ان نجد عمق الانضغاط (a) افرض أن  $\phi = 0.9$  .

2- من توازن القوى جد مساحة الحديد  $A_s f_y = 0.85 f'_c A_c$  حيث تم فرض أن  $f_s = f_y$  أما  $A_c$  = مساحة الانضغاط .

3- جد قيمة c حيث  $c = a / \beta_1$

4- من توافق الانفعالات احسب انفعال الحديد حيث أن 
$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \epsilon_u$$

5- قارن بين الانفعال  $(\epsilon_t)$  والانفعال الأقصى المسموح (0.004) فإذا كان  $\epsilon_t \geq 0.004$  فالنصميم صحيح وإلا فإن المقطع يجب أن يكون مزدوج التسليح بإيجاد  $(A_{s1})$  لحالة  $(\epsilon_t = 0.004)$  وإيجاد  $(M_{n1})$  لهذه الحالة ومن ثم إيجاد  $(M_{n2})$  وإضافة حديد شد وانضغاط لمقاومة  $(M_{n2})$  أي بنفس الطريقة التي اتبعت في تصميم العتبات المزدوجة التسليح الموضحة سابقاً .

6- دقق قيمة معامل خفض المقاومة فإذا كانت  $(\epsilon_t \geq 0.005)$  فالقيمة المفروضة  $(\phi = 0.9)$  صحيحة والا فيجب أن تحسب وفقاً للتحديدات الموضحة في الفقرة (7.4) وهنا



تكون المقاومة التصميمية أقل من العزم التصميمي عليه يجب اضافة حديد تسليح بحيث يحقق الشرط  $(M_u \leq \phi M_n)$

#### مثال 14.4

للعتبة الموضحة في الشكل (19.4) ، جد المقاومة التصميمية  $(\phi M_n)$  اذا كان حديد التسليح  $A_s = 2800 \text{ mm}^2$  وخواص المواد  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  ،  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$

#### الحل :-

نفرض أن الحديد يصل إلى  $f_y$

1- إيجاد عمق الانضغاط

$$0.85 f'_c A_c = A_s f_y$$

$$\therefore A_c = \frac{2800(400)}{0.85(30)} = 43921 \text{ mm}^2$$

المساحة أعلاه اكبر من مساحة المثلث حيث مساحة المثلث

$$A = 150^2 = 22500 \text{ mm}^2$$

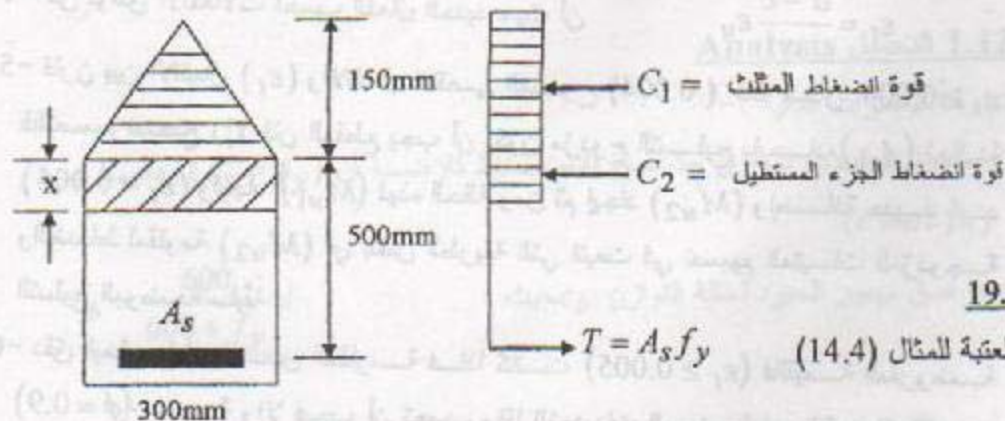
عليه فان عمق الانضغاط يكون أسفل المثلث ولنفرض أنه يمتد مسافة  $(x)$  أسفل قاعدة المثلث .

$$43921 = 150^2 + 300x \quad \therefore x = 71 \text{ mm}$$

$$a = 150 + 71 = 221 \text{ mm}$$

2- إيجاد عمق محور الحيود

$$c = a / \beta_1 = 260 \text{ mm}$$



شكل 19.4

مقطع العتبة للمثال (14.4)

3- تدقيق خضوع الحديد

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} d = \frac{600}{1000} \times 650 = 390 \text{ mm}$$

بما  $c < c_b$  عليه فالمقطع ناقص التسليح

$$M_n = C_1(650 - 100) + C_2(500 - \frac{x}{2})$$

$$M_n = 0.85(30)[150^2(550) + 300(71)(500 - \frac{71}{2})] \times 10^{-6} = 568 \text{ KN.m}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \epsilon_u = \frac{650 - 260}{260} \times 0.003 = 0.0045$$

نحسب انفعال الحديد

$$\therefore \phi = 0.483 + 83.3 \epsilon_t = 0.86$$

$$\phi M_n = 488.5 \text{ KN.m}$$

#### مثال 15.4

للعتبة الموضحة في المثال السابق جد مساحة الحديد إذا كان العزم التصميمي

$$M = 400 \text{ KN.m}$$

الحل :-

السؤال يخص تصميم المقاطع الخاصة .

أخي البداية نفرض أن الحديد يصل إلى  $f_y$  وتدقق عمق الانضغاط بإيجاد عزم قوة التمثل

ومقارنته مع العزم المسلط . على فرض أن  $\phi = 0.9$

$$M_u = 0.9(0.85)(30)(150^2 \times 550) \times 10^{-6} = 284 \text{ KN.m} < 400 \text{ KN.m}$$

عليه فإن موقع عمق الانضغاط (a) يكون أسفل قاعدة التمثل

$$M_{u2} = M_u - M_{u1} = 400 - 284 = 116 \text{ KN.m}$$

$$116 \times 10^6 = 0.9(0.85)(30)[300x(500 - \frac{x}{2})]$$

$$x = 35 \text{ mm}$$

$$a = 185 \text{ mm}$$

بالدستور فإن

عليه فإن

2- مساحة الحديد يمكن إيجادها من المعادلة

$$A_s f_y = 0.85 f'_c A_c$$



$$A_s(400) = 0.85(30)(150^2 + 300 \times 35)$$

$$\therefore A_s = 2104 \text{ mm}^2$$

$$c = a / \beta_1 = 218 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \epsilon_u = \frac{650 - 218}{218} \times 0.003 = 0.0059$$

3- احسب c حيث

4- احسب  $\epsilon_t$  حيث

5- ولان  $\epsilon_t > 0.004$  فالمقطع يحقق متطلبات الحد الأقصى من الحديد

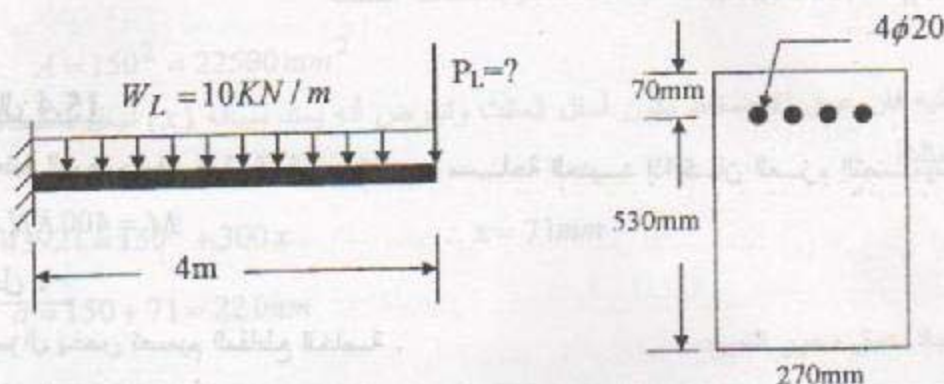
6- ولان  $\epsilon_t > 0.005$  عليه تكون قيمة ( $\phi = 0.9$ ) المفروضة صحيحة .

### مسائل

1.4 جد أقصى حمل حي مركز يكر تسليطه على النهاية الحرة للعتبة أدناه ، علماً أن

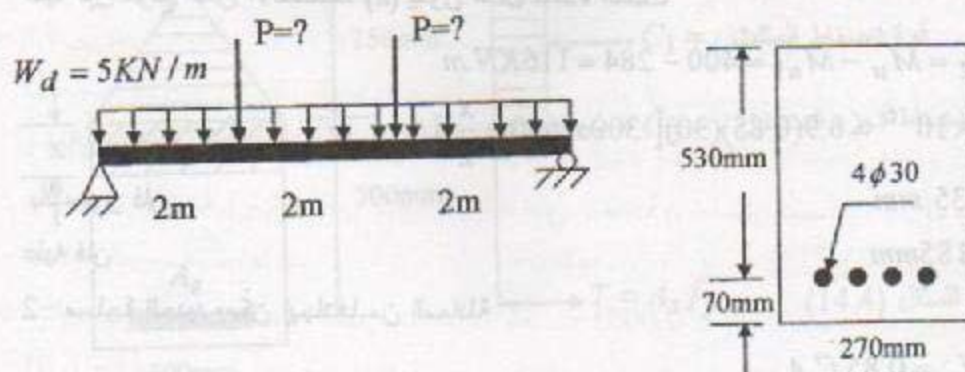
،  $f'_c = 20 \text{ Mpa}$  ،  $f_y = 300 \text{ Mpa}$  ، وان الحمل الحي المنتشر يساوي ( $10 \text{ kN/m}$ ) ،

الحمل الميت يشمل الوزن الذاتي فقط .

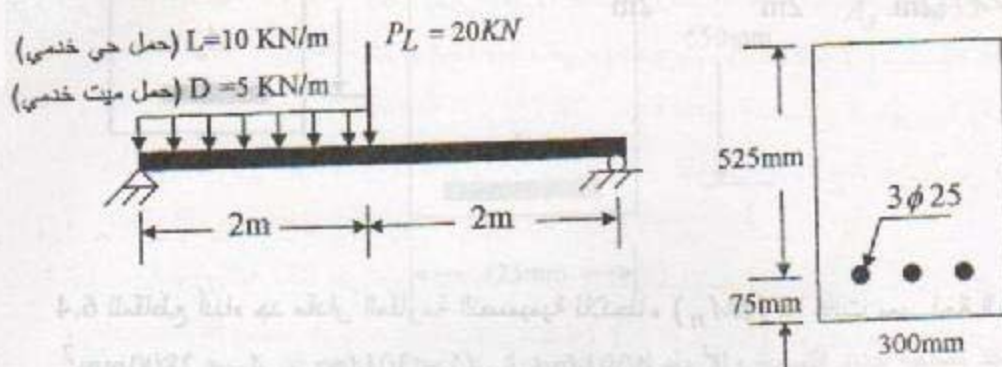


2.4 جد أقصى حمل حي مركز يمكن تسليطه على العتبة أدناه إذا كانت  $f_y = 300 \text{ Mpa}$  ،

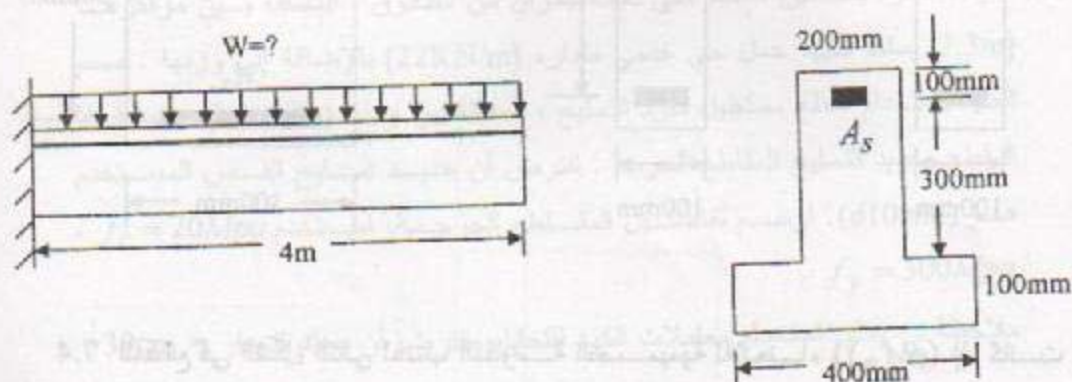
$f'_c = 20 \text{ Mpa}$  ، الحمل الميت المنتشر =  $5 \text{ kN/m}$  (أهمل الوزن الذاتي للعتبة)



3.4 دقق صلاحية العتبة أدناه حسب متطلبات الانحناء إذا كان  $f'_c = 35 \text{ Mpa}$  ،  $f_y = 300 \text{ Mpa}$  اهل وزن العتبة

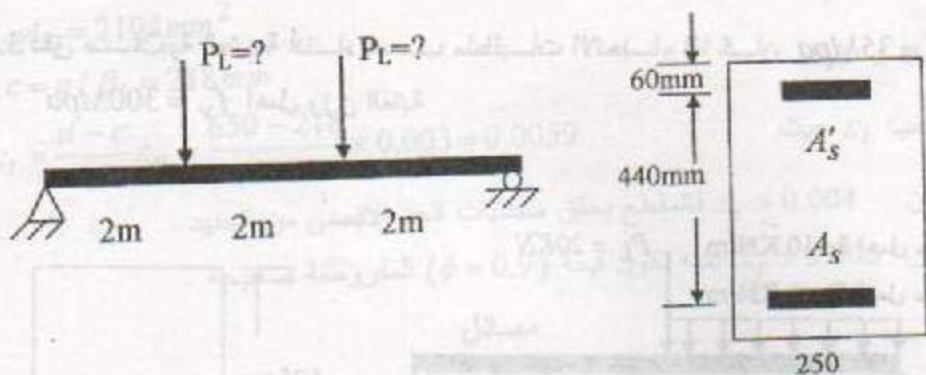


4.4 جد أقصى حمل خدمي يمكن تسليطه على العتبة أدناه إذا كانت  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$  ،  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  ، نسبة الحمل الحي إلى الميت = 2 ، مساحة الحديد  $A_s = 2000 \text{ mm}^2$  . اهل وزن العتبة .

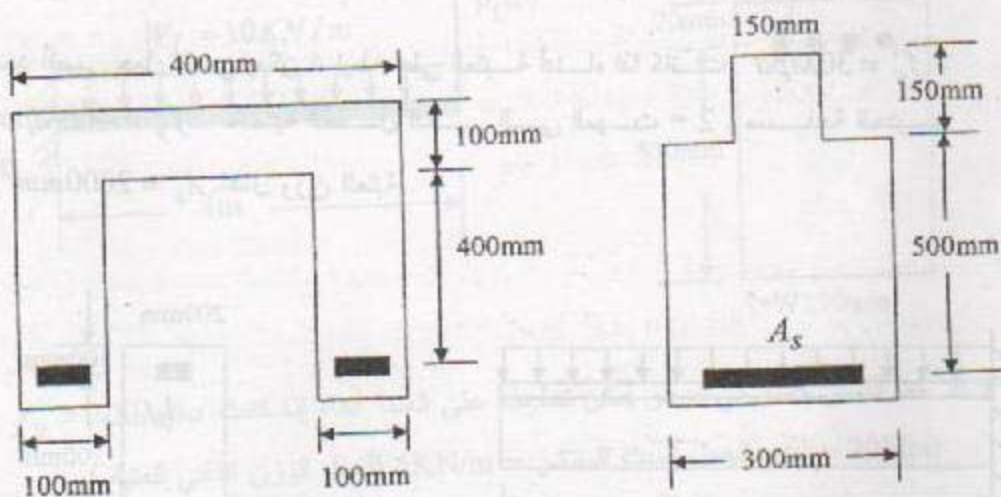


5.4 جد أقصى حمل حي مركز ( $P_L$ ) يمكن تسليطه على العتبة في الشكل التالي إذا كانت  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$  ،  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  ،  $f'_s = 0.89 f_y$  ،  $A'_s = 0.35 A_s$  . اهل وزن العتبة .

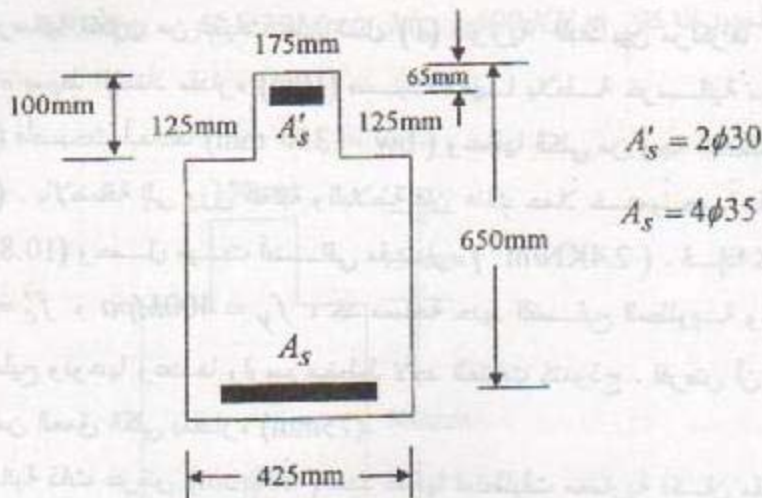




6.4 للمقاطع أنماه جد مقدار المقاومة التصميمية للانحناء ( $\phi M_n$ ) إذا كانت مساحة الحديد  $f_y = 400\text{Mpa}$  ،  $f'_c = 30\text{Mpa}$  ،  $A_s = 2800\text{mm}^2$



7.4 للمقطع في الشكل التالي احسب المقاومة التصميمية للانحناء ( $\phi M_n$ ) إذا كانت مقاومة المواد  $f_y = 400\text{Mpa}$  ،  $f'_c = 35\text{Mpa}$



8.4 جد مساحة حديد التسليح والأبعاد لعتبة خرسانية مفردة التسليح إذا كانت النسبة بين العمق الفعال إلى العرض تساوي (1.5) والحمل الحي الخدمي المسلط مقداره  $(22\text{KN/m})$  أما الحمل الميت فيشمل وزن العتبة فقط ، علماً أن العتبة بسيطه الإسناد بفضاء مقداره  $7.2\text{m}$  ، خواص المواد هي  $f'_c = 30\text{Mpa}$  ،  $f_y = 300\text{Mpa}$  ، استخدم أ:-  $\rho = 0.5\rho_{\max}$  . ب:-  $\rho = \rho_{\max}$

9.4 عتبة مستمرة بفضائين مسندة على ثلاث جدران من الطابوق ، المسافة بين مراكزها  $(7.3\text{m})$  يسלט عليها حمل حي خدمي مقداره  $(22\text{KN/m})$  بالإضافة إلى وزنها . صمم العتبة باستخدام مقطع مستطيل مفرد التسليح ، العلاقة بين أبعاده  $(h = 2b)$  . جد أبعاد المقطع وحديد التسليح للمقاطع الحرجة . افترض أن حديد تسليح القص المستخدم هو  $(\phi 10\text{mm})$  . ارسم تفاصيل المقاطع الحرجة ، استخدم  $f'_c = 20\text{Mpa}$  ،  $f_y = 300\text{Mpa}$  .

ملاحظة :- يمكن استخدام معاملات الكود للتحليل مفترضاً أن سمك الجدار  $= 30\text{cm}$  .

10.4 عتبة على شكل (T) ذات فضاء بسيط الإسناد مقداره  $(6\text{m})$  يسלט عليها حمل منتظم يولد عزماً تصميمياً (بضمينه العزم الناتج عن الوزن الذاتي للعتبة) مقداره  $(M_u = 705\text{KN.m})$  . أبعاد المقطع حسب متطلبات القص وانحناء البلاطة بين العتبات هي  $b = 500\text{mm}$  ،  $b_w = 250\text{mm}$  ،  $h_f = 125\text{mm}$  ،  $d = 500\text{mm}$  ،

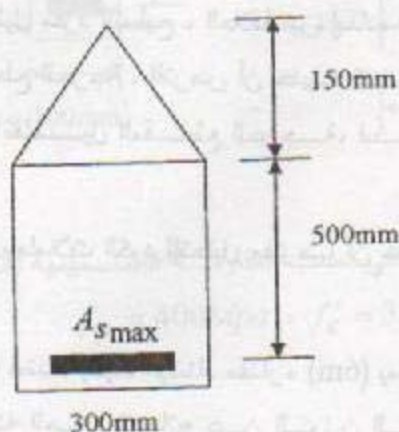


كما أن خواص المواد هي  $f_y = 400\text{Mpa}$  ،  $f'_c = 30\text{Mpa}$  . احسب مساحة الحديد عند منتصف العتبة والعمق (h) . استخدم (  $\phi 10\text{mm}$  ) لتسليح القص .

11.4 أرضية خرسانية تتكون من عتبات على شكل (T) متوازية البعد بين مراكزها (3m) وذات فضاء بسيط الإسناد مقداره (10m) صبت معها بلاطة خرسانية سمكها (150mm) فأصبحت أبعادها (bw = 350 mm) وعمقها الكلي من وجه البلاطة هو (700mm) . بالإضافة إلى وزن العتبة والبلاطة فإن هناك حملاً خديماً حياً مقداره (10.8KN/m<sup>2</sup>) وحمل ميت إضافي مقداره (2.4KN/m<sup>2</sup>) . فإذا كانت  $f_y = 400\text{Mpa}$  ،  $f'_c = 20\text{Mpa}$  ، جد مساحة حديد التسليح المطلوبة واختَر قضبان التسليح ونوعها وعددها وارسم مخطط لأحد العتبات كنموذج . افرض أن العمق الفعال أقل من العمق الكلي بمقداره (75mm) .

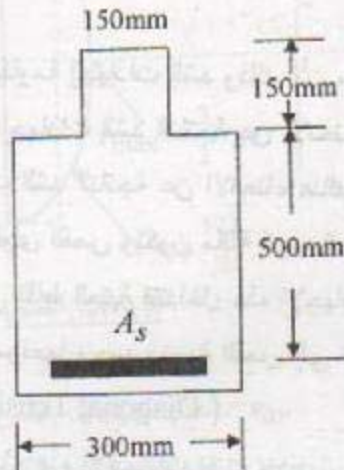
12.4 عتبة خرسانية ذات عرض (600mm) حدد عمقها لمتطلبات معمارية فكان مقداره (400mm) يسلط عليها عزم تصميمي مقداره (543KN.m) . صمم حديد الانحناء لهذه العتبة . استخدم حديد انضغاط إذا تطلب التصميم ذلك . المسافة من مراكز قضبان الشد والانضغاط إلى وجه العتبة (75 mm) . استخدم  $f_y = 400\text{Mpa}$  ،  $f'_c = 20\text{Mpa}$  لتسليح القص .

13.4 جد أقصى مساحة حديد تسليح مسموح بها حسب الكود للمقطع أدناه علماً أن  $f_y = 400\text{Mpa}$  ،  $f'_c = 20\text{Mpa}$



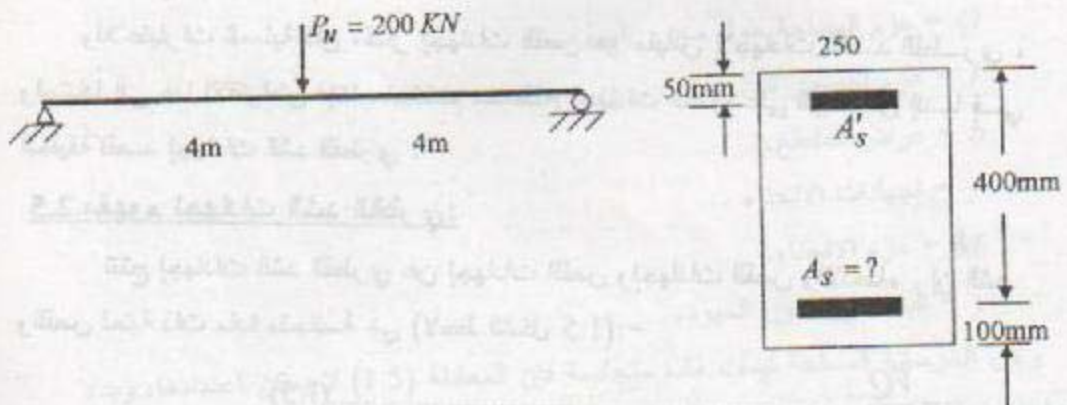
14.4 للمقطع أدناه جد أقصى مساحة حديد تسليح مسموح بها حسب الكود كذلك جد مقدار

الحديد إذا كان  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  ،  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$  ،  $M_u = 400 \text{ KN.m}$



15.4 جد مساحة حديد التسليح للمقطع مزدوج التسليح أدناه إذا كان الحمل المركز المعامل

مستخدما  $P_u = 200 \text{ KN}$  ،  $A'_s = 1000 \text{ mm}^2$  ،  $f_y = 400 \text{ mpa}$  ،  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$





### القص والشد القطري

### Shear and Diagonal Tension

#### 1.5 مقدمة :

تسلح الخرسانة عادة لمقاومة إجهادات الشد وذلك لأن مقاومتها للشد ضعيفة إذ يتم وضع حديد تسليح طولي لمقاومة إجهادات الشد الناتجة عن الانحناء .

بالإضافة إلى إجهادات الشد الناتجة عن الانحناء هناك نوعاً آخر من إجهادات الشد وهو إجهادات الشد الناتجة عن قوى القص وتكون مائلة قرب المساند بزاوية (45°) مسببة شقوق متعامدة عليها ، أما في باقي نقاط العتبة فتتداخل هذه الإجهادات مع إجهادات الانحناء ويكون ميلها بزوايا مختلفة حسب موقعها وحسب نسبة القص إلى الانحناء وتسمى هذه الإجهادات إجهادات الشد القطري (Diagonal Tension) .

ولمنع الفشل الذي تحدثه هذه الإجهادات نضع حديد تسليح إضافي لمقاومتها . إن أحد الطرق لمقاومة هذه الشقوق هو وضع حديد تسليح عمودي عليها . وعلى الرغم من أن هذه الطريقة قد تطبق أحياناً إلا أن المتبع والمفضل عملياً هو وضع تسليح على شكل (L) عمودي على المحور الطولي عند المواضع التي تتطلب مقاومة الشد القطري ، وعند كون إجهادات الشد القطري عالية فإننا نضع قضبان على شكل (L) وتسمى قضبان التسليح أعلاه بالأتاري\* (Stirrups) .

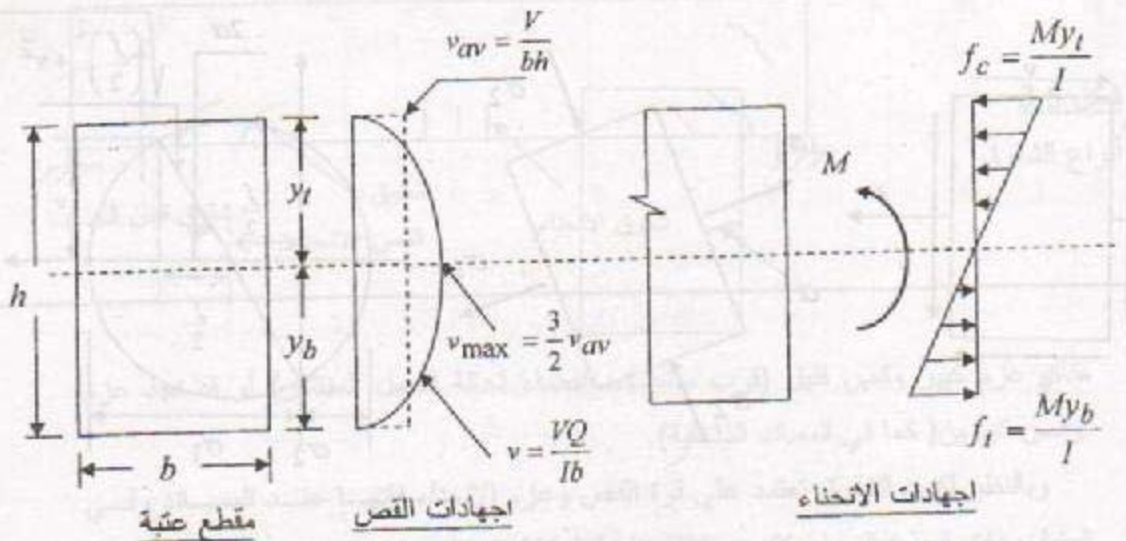
وللاعتبارات العملية فإن مقدار إجهادات القص هو مقياس لإجهادات الشد القطري ، واستناداً إلى هذا الافتراض فإننا سنستخدم مصطلح إجهادات القص على الرغم من أننا في الحقيقة نقصد إجهادات الشد القطري .

#### 2.5 مفهوم إجهادات الشد القطري:

تنتج إجهادات الشد القطري عن إجهادات القص وإجهادات القص والانحناء . إن الشد والقص لعتبة ذات مادة متجانسة هي (لاحظ الشكل 1.5) :-

$$v = \frac{VQ}{Ib} \quad (1.5)$$

$$f = \frac{My}{I} \quad (2.5)$$



$$v_{av} = \text{معدل اجهادات القص}$$

$$v_{max} = \text{اجهادات القص القصوى}$$

شكل (1.5) توزيع إجهادات القص والانحناء

$$f_c = \text{اجهادات الانضغاط}$$

$$f_t = \text{اجهادات الشد}$$

حيث :-

$$v = \text{اجهادات القص}$$

$$V = \text{قوة القص}$$

$$Q = \text{عزم المساحة حول محور الحيود.}$$

$$I = \text{عزم القصور الذاتي.}$$

$$b = \text{عرض المقطع.}$$

$$f = \text{إجهادات الانحناء.}$$

$$M = \text{عزم الانحناء.}$$

$$y = \text{البعد عن محور الحيود.}$$

ولأن الخرسانة المسلحة ليست مادة متجانسة فإن المعادلة (1.5) لا يمكن اعتمادها، وبدلاً

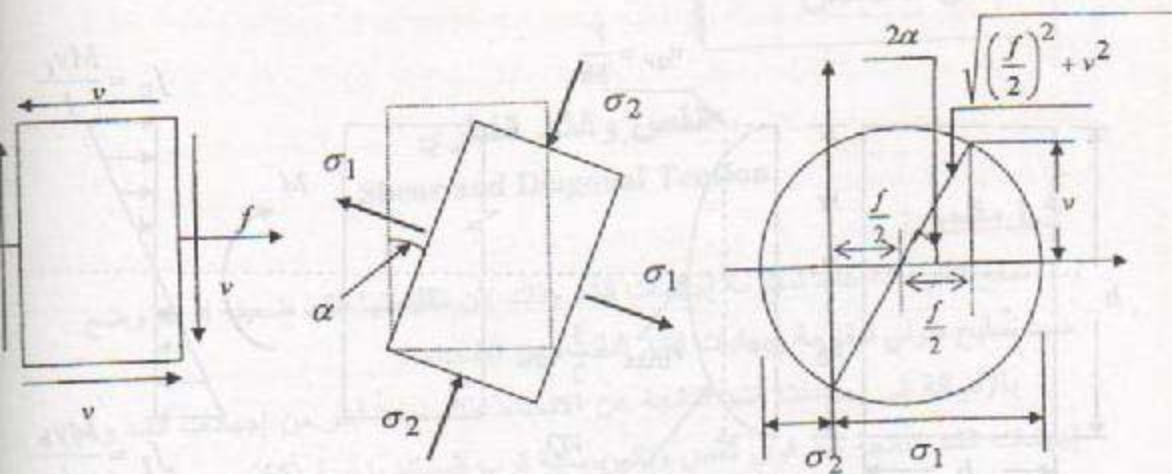
منها فإن إجهادات القص للعتبات الخرسانية تؤخذ مساوية للمعدل وحسب المعادلة التالية:-

$$v = \frac{V}{bd} \quad (3.5)$$

وباستخدام مبادئ ميكانيك المواد (دائرة مور) فإن الإجهادات الرئيسية الناتجة عن القص

والانحناء ( لاحظ شكل 2.5 ) تساوي :-





شكل (2.5) : علاقة إجهادات الشد القطري بإجهادات القص والانحناء

$\sigma_1$  = أعظم إجهاد شد  
 $\sigma_2$  = أعظم إجهاد انضغاط

$$\sigma = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\frac{f^2}{4} + v^2} \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

$$\tan 2\alpha = 2v/f$$

من المعادلة السابقة يلاحظ أنه عند عدم وجود إجهادات انحناء كما في محور الحيوود فإن ( $\sigma = v$ ) أي أن إجهادات الشد والانضغاط الناتجة عن إجهادات القص لهذه الحالة تكون مساوية لها وبزاوية ( $\alpha = 45^\circ$ ).

إن إجهادات الشد القطري تعتمد على عاملين أساسيين هما :-

أولاً: البعد عن محور الحيود :- عند محور الحيود فإن إجهادات الشد القطري تعتمد على قوة القص فقط لأن إجهادات الانحناء صفرًا ويكون اتجاهها مائل بزاوية ( $45^\circ$ ) أما عند النقاط الأخرى فهي تعتمد على إجهادات الانحناء والقص ويكون ميلها أقل من ( $45^\circ$ ) وفي المعادلة (4.5) تؤخذ الإشارة الموجبة التي تعني إجهاد الشد الأعظم والذي يحدث في منطقة الشد أما بالنسبة لمنطقة الانضغاط فإن إجهادات الشد الناتجة عن القص تعادل بإجهادات الانضغاط الناتجة عن الانحناء .

ثانيًا: الموقع بالنسبة للمحور الطولي للعتبة :- اعتمادًا على نوع المساند وتوزيع الأحمال قد نجد عزم انحناء قليل وقص كبير (عند المساند الخارجية للعتبات بسيطة الإسناد) . وقد يكون

شكل 3.5  
أنواع الشقوق



هناك عزم كبير وقص قليل (قرب منتصف الفضاء لحالة الحمل المنتشر) أو قد نجد عزم وقص كبيرين (كما في المساند الداخلية).

وبالنظر لكون الشقوق تعتمد على قوة القص وعزم الانحناء فإنها عند المساند وفي العتبات ذات الجذع التحيف تكون مائلة بزاوية (45°) تقريباً وتتكون عند محور الحيود ثم تستمر للأسفل وتسمى شقوق قص الجذع (Web-Shear Cracks).

أما قرب منتصف الفضاءات فإن الشقوق تكون عمودية على المحور الطولي بسبب إجهادات الانحناء حيث القص قليل أو معدوم . وبين منتصف الفضاء والمساند فإن الشقوق في البداية تكون عمودية ثم تميل بسبب إجهادات الشد القطري المائلة وتسمى عندئذٍ شقوق الانحناء-القص (Flexure-Shear Cracks). أنواع الشقوق موضحة في الشكل (3.5).

### 3.5 تسليح القص للعتبات Web Reinforcement

إن الأتاري العمودية هي الأكثر شيوعاً للتسليح ضد القص وقد تستعمل أتاري مائلة بزاوية بين (40°) إلى (60°). كما أن قضبان التسليح الطولية التي تحنى للأعلى عند عدم الحاجة إليها في مقاطع معينة توفر طريقة جيدة لمقاومة القص .

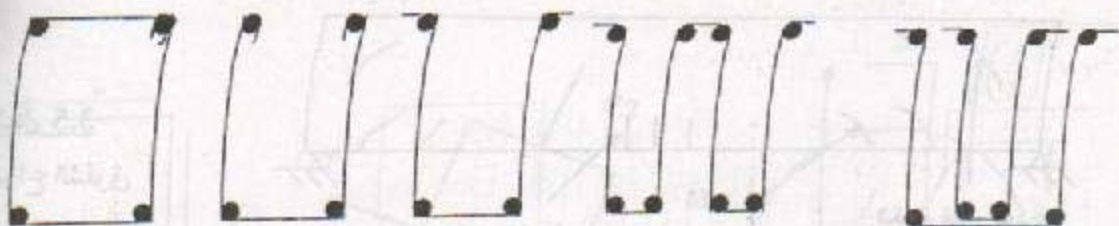
عندما تكون إجهادات القص واطئة أو متوسطة تكون الأتاري شكل (L). أما عندما تكون قوة القص عالية وتصبح المسافة بين الأتاري قليلة جداً تستبدل عندئذٍ بأتاري مزدوجة على شكل (LL). ومن الضروري تثبيت قضبان حديد القص في منطقة انضغاط الخرسانة فقد تعمل لها عكفات (hooks) أو تلف حول حديد الانضغاط إن وجد . والشكل (4.5) يوضح أنواع الأتاري.

### 4.5 مقاومة القص للعتبات

هناك ثلاث أجزاء تساهم في مقاومة القص (كما أوضح في الشكل 5.5) وهي :-

$$V = V_d + V_s + V_c \dots \dots \dots (5.5)$$





شكل (4.5) أنواع مختلفة من الاتاري

حيث :-

$V_d$  = مقاومة فعل المسمار للحديد الطولي (dowel force) .

$V_c$  = مقاومة الخرسانة .

$V_s$  = مقاومة تسليح القص (الاتاري) .

إن مقاومة فعل المسمار قليلة يمكن إهمالها عندئذ تصبح مقاومة القص للعتبة :-

$$V = V_s + V_c \dots \dots \dots (6.5)$$

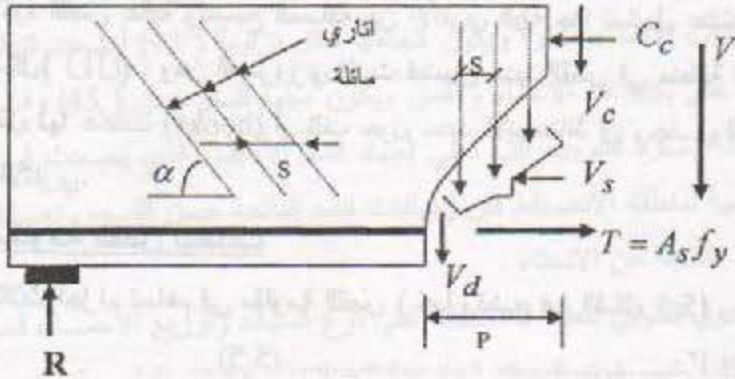
إن مقاومة القص للخرسانة والحديد يمكن إيجادها كما يلي :-

## المحاضرة التاسعة عشر

### مقاومة القص للخرسانة ( Shear Strength of Concrete )

إن إجهادات القص للخرسانة عندما يكون العزم قليلاً والقص كبيراً أي عندما يكون التشقق بسبب الشد القطري الناتج عن القص فقط يمكن إيجادها عن المعادلة :-

$$v_{cr} = \frac{V_{cr}}{b_w d} = 0.3 \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots (7.5)$$



شكل (5.5)  
القوى عند التشقق  
القطري للعتبات  
المسلحة ضد القص

حيث  $V_{cr}$  = قوة القص المسببة للتشقق  $v_{cr}$  = إجهاد القص عند التشقق .  
 $b_w$  = عرض جذع العتبة  $d$  = العمق الفعال .

إن الشقوق الناتجة عن وصول إجهادات القص إلى القيمة أعلاه تسمى شقوق قص الجذع (Web-shear cracks) وهي نادرة الحدوث فهي تحدث فقط عند كون العتبة نحيفة وعند المساند. أما في الحالات الاعتيادية فإن التشقق يكون عمودياً بسبب الانحناء ثم يميل بسبب تولد الإجهادات القطرية الناتجة عن القص والانحناء وتعرف هذه الشقوق بشقوق الانحناء - القص ( Flexure- shear crack ) . كما أوضحنا في الفقرة السابقة .

وبسبب شقوق الانحناء فإن مساحة المقطع تقل ، عليه فإن إجهادات القص عند التشقق المحسوبة على أساس المقطع الكلي تكون أقل من الإجهادات المحسوبة على أساس المعادلة أعلاه ، وقد وجد من التجارب أن إجهادات التشقق في هذه الحالة :-

$$v_{cr} = \frac{V_{cr}}{b_w d} = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots (8.5)$$

أي أن عزم الانحناء قد يقلل مقاومة القص إلى النصف تقريباً.  
إن إجهادات القص عند التشقق تعتمد على النسبة بين عزم الانحناء إلى القص وتعتمد كذلك على نسبة حديد التسليح الطولي لأن زيادة نسبة الحديد الطولي تؤدي إلى قلة الشقوق الناتجة عن الانحناء وبالتالي زيادة مقاومة الخرسانة للشقوق القطرية أي زيادة مقاومتها للقص . وقد أمكن التوصل إلى المعادلة التالية لحساب إجهادات القص عند التشقق :-

$$v_{cr} = \frac{V_{cr}}{b_w d} = \frac{1}{7} ( \sqrt{f'_c} + 120 \rho \frac{V_u d}{M} ) \leq 0.3 \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots (9.5)$$

حيث :-

$V$  = قوة القص للمقطع الذي يحدث عنده التشقق .

$M$  = عزم الانحناء للمقطع الذي يحدث عنده التشقق .

$\rho$  = نسبة الحديد الطولي إلى المقطع الفعال (bd) .

من هنا فإن مقاومة الخرسانة للقص حسب الكود (ACI - 11.3.2.1) يمكن إيجادها من المعادلة :-

$$V_c = \left( \sqrt{f'_c} + 120 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \frac{b_w d}{7} \leq 0.3 \sqrt{f'_c} b_w d \dots \dots \dots (10.5)$$

$$\frac{V_u d}{M_u} \leq 1.0 \dots \dots \dots (11.5)$$

على أن تكون



حيث :-

$V_c$  = مقاومة القص للخرسانة.

$\rho_w$  = نسبة حديد التسليح الطولي إلى مساحة الجذع الفعالة =  $\frac{A_s}{b_w d}$  وبالنسبة للمقاطع

$$\frac{A_s}{b d} = \text{المستطيلة}$$

$V_u$  = قوة القص التصميمية عند المقطع.

$M_u$  = عزم الانحناء التصميمي عند المقطع.

إن المعادلة أعلاه تكون ملائمة للحل المبرمج وللبحوث ذلك لأن  $(\rho_w, M_u, V_u)$  تتغير جميعاً على طول الفضاء مؤدية إلى حسابات مطولة ، لهذا السبب فإن الكود (ACI-11.3.1.1) يسمح باستخدام المعادلة المبسطة التالية لحساب مقاومة القص للخرسانة

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \dots \dots \dots (12.5)$$

وفي حالة وجود قوة انضغاط محورية على العتبة فإن مقاومة الخرسانة للقص تزيد ويمكن إيجادها حسب الكود من المعادلة (فقرة 11.3.1.2 ACI) :-

$$V_c = (1 + \frac{N_u}{14 A_g}) (\frac{\sqrt{f'_c}}{6}) b_w d \dots \dots \dots (13.5)$$

حيث  $N_u$  = قوة الانضغاط التصميمية (بوحدة نيوتن)

$A_g$  = مساحة المقطع الكلية (بوحدة  $\text{mm}^2$ ).

أما في حالة وجود قوة شد محورية فإن مقاومة الخرسانة للقص تقل ويمكن إيجادها حسب الكود من المعادلة (ACI 11.3.2.3) :-

$$V_c = (1 + \frac{0.3 N_u}{A_g}) (\frac{\sqrt{f'_c}}{6}) b_w d \dots \dots \dots (14.5)$$

$N_u$  = قوة الشد التصميمية وتؤخذ إشارتها سالبة (بوحدة نيوتن) ، إن  $(V_c)$  يجب أن لا تكون أقل من صفر لهذه الحالة .

### مقاومة حديد التسليح للقص Shear Strength of Web Reinforcement

إن قوة القص التي يقاومها الحديد (لاحظ الشكل 5.5) تساوي عدد الأتاري التي يقطعها الشق مضروبة في مقاومة الأترية ، أي أن :-

$$V_s = n A_v f_y \dots \dots \dots (15.5)$$

$V_s$  = مقاومة القص للحديد ،  $n$  = عدد الأتاري التي يقطعها الشق .  
 $A_v$  = مساحة الحديد ضمن المسافة البينية ( $s$ ) = ضعف مساحة القضيب للأتاري على شكل  $(\sqcup)$  وأربع مرات بقدر مساحة القضيب للأتاري على شكل  $(\sqcap)$  .  
 إن عدد الأتاري التي يقطعها الشق تساوي حاصل قسمة المسقط الأفقي للشق على المسافة بين الأتاري أي  $(\frac{p}{s})$  ، وعند اعتبار الشق بزاوية  $(45^\circ)$  فإن  $(p \approx d)$  عليه فعدد الأتاري التي يقطعها الشق  $(n = \frac{d}{s})$  وبذلك تكون مقاومة حديد القص مساوية إلى (ACI 11.5.6.2)

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \dots \dots \dots (16.5)$$

وعندما يكون حديد التسليح مائل بزاوية  $(\alpha)$  مع المحور الطولي فإن مقاومة تسليح القص تساوي (ACI- 11.5.6.3):

$$V_s = \frac{A_v f_y (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s} \dots \dots \dots (17.5)$$

أن المعادلة (16.5) هي حالة خاصة من المعادلة (17.5) حيث  $\alpha = 90^\circ$  .  
 من هنا فإن مقاومة القص الاسمية للعتبات الخرسانية المسلحة ضد القص تساوي :-

$$V_n = V_c + V_s = V_c + \frac{A_v f_y d}{s} \dots \dots \dots (18.5)$$

كما أن قوة القص التصميمية يجب أن لا تزيد عن مقاومة القص التصميمية  $(\phi V_n)$  أي أن :-  
 $V_u \leq \phi V_n \dots \dots \dots (19.5)$   
 أن معامل خفض المقاومة  $(\phi)$  لحالة القص يساوي (0.75).

وفي حال عدم وجود قوة مركزة بين وجه المسند وعلى بعد  $(d)$  منه ويكون رد الفعل يسلط قوة انضغاط على العتبة فإن المقطع الحرج لحساب قوة القص العظمى يؤخذ على بعد  $(d)$  من وجه المسند وتكون المسافة بين الأتاري من وجه المسند حتى  $(d)$  مساوية إلى المسافة المحسوبة على بعد  $(d)$  من وجه المسند. أما في حال عدم تحقق الشرطين أعلاه فإن المقطع الحرج يؤخذ عند وجه المسند .



# المحاضرة العشرون

## 5.5 تصميم القص للعتبات Shear Design of Beams

يمكن توضيح تصميم القص للعتبات من خلال النقاط التالية :-

### أ - الحد الأدنى لتسليح القص Minimum Shear Reinforcement

نظرياً لا تحتاج إلى تسليح قص عندما تكون القوة التصميمية للقص أقل من مقاومة الخرسانة التصميمية أي عندما:

$$V_u \leq \phi V_c$$

وتستخدم المعادلة (12.5) لحساب مقاومة الخرسانة للقص.

ولكن حتى في هذه الحالة فإن الكود يتطلب تسليح العتبة لمقاومة القص بالحد الأدنى من حديد تسليح القص عندما تزيد قوة القص التصميمية على  $(\frac{\phi V_c}{2})$  والحد الأدنى لتسليح القص

حسب الكود (ACI- 11.5.5.3) هو :-

$$A_v = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \geq \frac{b_w s}{3 f_y} \quad (20.5)$$

حيث :-

$s$  = المسافة بين الأتاري .

$A_v$  = ضعف مساحة القضيب  $2A_b$  .

ولتوفير الحد الأدنى من الحديد (عند اختيار قطر قضيب الأتارية) فإن المسافة العظمى بين

الأتاري تكون :-

$$s_{max} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{16 A_v f_y}{\sqrt{f'_c} b_w} \\ \frac{3 A_v f_y}{b_w} \end{array} \right\} \quad (21.5)$$

ويسمح الكود بإهمال حديد التسليح عندما تكون قوة القص التصميمية أقل أو تساوي نصف

مقاومة الخرسانة التصميمية أي عندما (ACI 11.5.5.1) :-

$$V_u \leq \phi V_c / 2 \quad (22.5)$$

إن توفير الحد الأدنى لحديد القص أعلاه لا يشمل :-

1- البلاطات (slabs) .

2- الأسس (footing) .

3- المقوف المضلعة (Ribbed or Joist floors) .

4-العتبات التي لا يزيد عمقها الكلي عن القيمة الأكبر من (250 mm) أو (2.5) بقدر سمك الجناح ( $h_f$ ) أو نصف عرض الجذع ( $b_w/2$ ).

حيث يتم إهمال تسليح القص في هذه الحالة عندما ( $V_u \leq \phi V_c$ ) وعادة يتم توفير مقطع خرساني للحالات أعلاه بحيث لا يحتاج إلى تسليح قص.

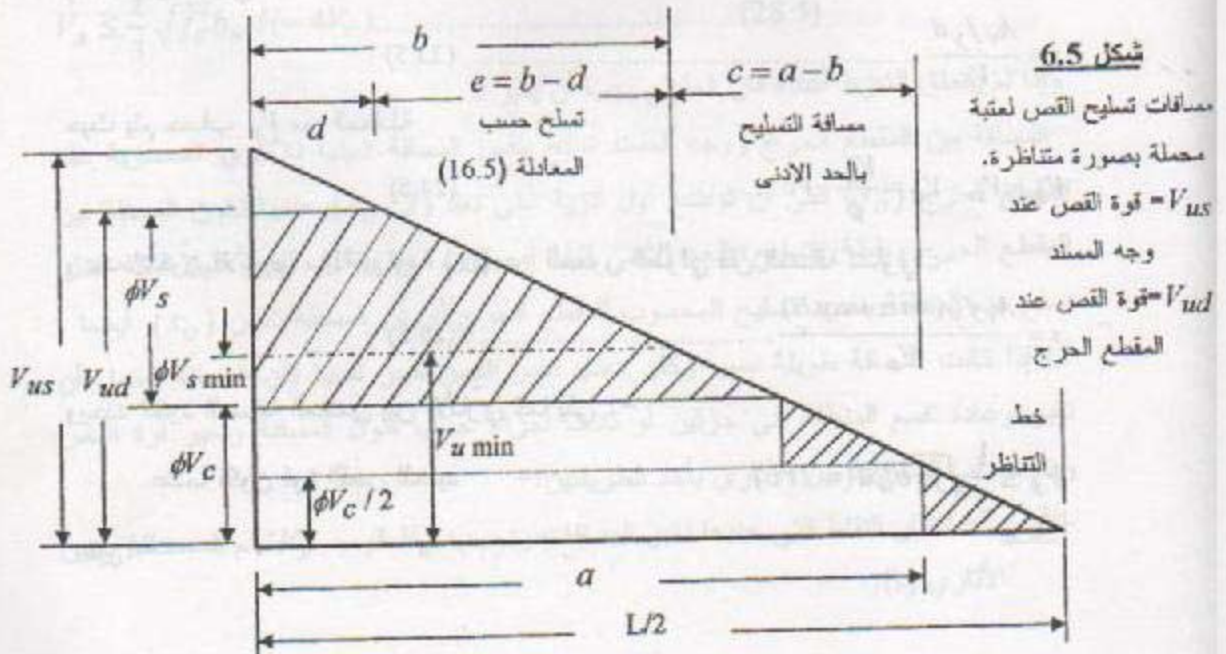
### ب - منطقة تسليح القص .Region of Web Reinforcement

عندما تكون قوة القص التصميمية عند المقطع الحرج ( $V_{ud}$ ) أقل أو تساوي ( $\phi V_c/2$ ) فلذاي لتسليح القص ، أما عندما تكون أكبر من ( $\phi V_c/2$ ) وأقل أو تساوي ( $\phi V_c$ ) فالعتبة تسليح بالحد الأدنى من حديد القص للمسافة من وجه المسند حتى النقطة التي عندها تكون قوة القص التصميمية مساوية إلى ( $\phi V_c/2$ ).

أما إذا كانت قوة القص التصميمية عند المقطع الحرج أكبر من ( $\phi V_c$ ) فإن هناك ثلاث مناطق لتسليح القص (لاحظ الشكل 6.5 الخاص بعتبة محملة بصورة منتظمة) وهي :-

1-المسافة من المقطع الحرج حتى وجه المسند وتسليح بنفس كمية الحديد المحسوبة للمقطع الحرج أي بنفس المسافة البيئية للأتاري المحسوبة عند المقطع الحرج والتي سنرمز لها ( $s_o$ ) علماً أن أول أتريه توضع على بعد ( $s_o/2$ ).

2-المسافة من نقطة التسليح بالحد الأدنى (b) إلى المقطع الحرج وسنرمز لها (c) وتسليح حسب المعادلة (16.5) . والحد الأدنى يعني أن المسافة بين الأتاري هي المسافة العظمى





( $s_{max}$ ) ويتم تحديد المسافة (b) بحساب المقاومة الدنيا لحديد التسليح (أي عندما  $s = s_{max}$ ) من المعادلة :

$$V_{s \min} = \frac{A_v f_y d}{s_{max}}$$

ثم نحسب مقاومة القص التصميمية الدنيا للعتبة المسلحة ضد القص من المعادلة :-

$$V_{u \min} = \phi V_{s \min} + \phi V_c$$

ومن تناسب المثلثات أو توازن القوى يمكن حساب المسافة (b) والتي عندها تكون قوة

القص التصميمية مساوية إلى  $V_{u \min}$

3- المسافة من النقطة التي لا تحتاج فيها إلى تسليح قص (على بعد  $a$  من وجه المسند) إلى

نقطة التسليح بالحد الأدنى وسنرمز لها بالرمز (c) ويتم تسليحها بالحد الأدنى ( $s = s_{max}$ ).

ومن توازن القوى أو تناسب المثلثات يمكن حساب المسافة (a) والتي عندها تكون قوة

القص التصميمية مساوية إلى ( $\phi V_c / 2$ ). أما المسافة بين النقطة (a) والنقطة التي عندها قوة

القص تساوي صفر فإن حديد تسليح القص فيها يكون غير مطلوب .

### ج- تصميم حديد القص Design of Web Reinforcement

عندما تكون قوة القص التصميمية عند المقطع الحرج اكبر من مقاومة الخرسانة التصميمية

( $\phi V_c$ ) فإن التصميم يكون باختيار قضبان الأتاري وإيجاد المسافة بينها باستخدام المعادلة

(16.5) وكما يلي :-

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad (23.5)$$

حيث يتم حساب  $V_s$  من المعادلة

$$V_s = V_u - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (24.5)$$

وعندما تكون الأتاري مائلة بزاوية ( $\alpha$ ) عن المحور الطولي فإن المسافة تساوي :-

$$s = \frac{A_v f_y (\sin \alpha + \cos \alpha)}{V_s} \quad (25.5)$$

ويحدد الكود المسافة العظمى بين الأتاري كما يلي :-

$$V_s \leq \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_w d (= 2V_c)$$

عندما تكون قوة القص للحديد

فإن :-

$$s_{\max} \leq \begin{cases} d/2 \\ 600\text{mm} \\ \frac{3A_v f_y}{b_w} \\ \frac{16A_v f_y}{\sqrt{f'_c} b_w} \end{cases} \dots\dots\dots (26.5)$$

أما عندما تكون قوة القص للحديد  $V_s > \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_w d = (2V_c)$

فإن :-

$$s_{\max} \leq \begin{cases} d/4 \\ 300\text{mm} \\ \frac{3A_v f_y}{b_w} \\ \frac{16A_v f_y}{\sqrt{f'_c} b_w} \end{cases} \dots\dots\dots (27.5)$$

علماً أن الكود (ACI - 11.5.6.9) لايسمح بأن تكون قوة القص للحديد أكبر من  $(\frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b d)$  أي أن :-

$$V_s \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d (= 4V_c) \dots\dots\dots (28.5)$$

وإذا لم يتحقق الشرط أعلاه فإن المقطع يجب أن يغير .

المسافة بين المقطع الحرج ووجه المسند تسطح بنفس المسافة البينية للأتاري المحسوبة عند المقطع الحرج ( $s_o$ ) على أن توضع أول أترية على بعد  $(s_o/2)$  وعندما تكون المسافة بين المقطع الحرج ونقطة التسليح بالحد الأدنى قليلة أو يكون معدل تغير القص قليلاً فإننا عملياً نسلح هذه المنطقة بنفس التسليح المحسوب للمقطع الحرج أي أن المسافة تكون  $(s_o)$  أيضاً . أما إذا كانت المسافة طويلة نسبياً وكان معدل تغير القص كبير نسبياً فإن المسافة يفضل أن تغير وعادة تقسم المنطقة إلى جزئين أو ثلاث أجزاء حسب طول المسافة وتغير قوة القص ويتم حساب المسافات بين الأتاري بأحد الطريقتين:-

الأولى :- نختار النقاط التي عندها تغير المسافات ونحسب  $V_u$  ثم  $V_s$  ثم المسافة بين الأتاري (s).

الثانية :- نختار المسافة بين الأتاري ونجد  $V_u$  ومن التناسب أو توازن القوى نجد البعد عن وجه المسند الذي يقابل هذه المسافة البينية .



## المحاضرة الحادية والعشرون

### 5-6 خطوات تصميم تسليح القص

#### Design Procedure for Web Reinforcement

يمكن تلخيص خطوات التصميم بما يلي:-

- 1- تحليل العتبة ورسم مخطط قوة القص التسميمية.
  - 2- حساب قوة القص التصميمية عند المقطع الحرج ( $V_{ud}$ ) وحساب ( $\phi V_c$ ) من المعادلات (12.5) أو (13.5) أو (14.5) حسب حالة التحميل.
  - 3- إذا كانت  $V_{ud} \leq \phi V_c / 2$  فلا داعي لحديد القص وإذا كانت  $\phi V_c / 2 < V_{ud} \leq \phi V_c$  فإن العتبة تسليح بالحد الأدنى ، إذ يتم حساب المسافات العظمى حسب المعادلة (26.5) وتستمر الأتاري لحد  $V_u = \phi V_c / 2$  عندئذ لا داعي لتسليح القص.
  - 4- إذا كانت ( $V_{ud} > \phi V_c$ ) نحسب قوة القص التصميمية للحديد ( $\phi V_s$ ) فإذا كانت أكبر من ( $4\phi V_c$ ) فإن المقطع يجب أن يغير وإلا نصب المسافة العظمى للأتاري من المعادلات (26.5) أو (27.5) وهذا يعتمد على قيمة  $V_s$ .
  - 5- حساب المسافة بين الأتاري عند المقطع الحرج ( $s_o$ ) فإذا كانت أكبر أو تساوي ( $s_{max}$ ) يتم حساب المسافة من وجه المسند حتى النقطة التي عندها ( $V_u = \phi V_c / 2$ ) ، وتسليح بالمسافة العظمى ( $s_{max}$ ) أما إذا كانت ( $s_o < s_{max}$ ) فإننا نحسب المسافة التي بعدها تسليح بالحد الأدنى ونحسب المسافة التي لا نحتاج بعدها إلى تسليح قص.
  - 6- حساب المسافة البينية للأتاري بين المقطع الحرج ونقطة الحد الأدنى باستخدام المعادلة (23.5) ويتم تغيير المسافات البينية بأحد الطريقتين (المذكورة في الفقرة السابقة) وعند كون المسافة بين الأتاري قليلة يتم اختيار قطر أكبر أو استخدام أتاري على شكل (U).
  - 7- توضيح موقع ونوع وقطر الأتاري على مخطط العتبة.
- هذا ويمكن اختصار الخطوات أعلاه بالشكل (7.5) أنناه.

$V_u$		تغيير المقطع	
$5\phi V_c$	$(d/4, 300mm, \frac{3A_v f_y}{b_w}, \frac{16A_v f_y}{\sqrt{f'_c} b_w}, \frac{A_v f_y d}{V_s})$	= القيمة الأقل من	$V_s = 4V_c$
$3\phi V_c$	$(d/2, 600mm, \frac{3A_v f_y}{b_w}, \frac{16A_v f_y}{\sqrt{f'_c} b_w}, \frac{A_v f_y d}{V_s})$	= القيمة الأقل من	$V_s = 2V_c$
$\phi V_c$	$(d/2, 600mm, \frac{3A_v f_y}{b_w}, \frac{16A_v f_y}{\sqrt{f'_c} b_w})$	= القيمة الأقل من	$V_s = 0$
$\phi V_c / 2$		لاداعي لحديد التسليح	

شكل (7.5) مخطط تسليح القص حسب المقاومة التصميمية للقص ( $V_u$ ).

### مثال 1.5

عتبة خرسانية مستطيلة المقطع يسلط عليها قوة قص تصميمية مقدارها (133KN)، جد أقل أبعاد للعتبة حسب متطلبات القص إذا كانت العتبة غير مسلحة ضد القص وكانت مقاومة الخرسانة للانضغاط  $f'_c = 30Mpa$ . استخدم  $d = 1.5b$ .

الحل :-

هنا يجب أن تكون قوة القص التصميمية مساوية إلى  $(\phi V_c / 2)$

$$V_u = \frac{\phi}{2} \left( \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d \right)$$

$$133 \times 10^3 = \frac{0.75}{2} \left( \frac{1}{6} \sqrt{30} b d \right) \quad \therefore b d = 388.52 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\therefore b = 509 \text{ mm}$$

استخدم ( $b = 500 \text{ mm}$ ) كثيمة عملية عليه فان  $d = 777 \text{ mm}$

العمق الكلي ( بفرض قطر الحديد الرئيسي يساوي 25 mm ) يكون :



$$h = 777 + \frac{25}{2} + 40 = 829.5$$

$$h = 830 \text{ mm}$$

استخدم

## مثال 2.5

للعتبة في المثال السابق جد أقل أبعاد للمقطع حسب متطلبات القص إذا كانت العتبة مسلحة ضد القص ، استخدم نفس معلومات المثال السابق.

الحل

تكون أبعاد العتبة أقل ما يمكن عندما تكون مقاومة الحديد للقص أعظم ما يمكن أي أن :-

$$V_u = \phi(V_c + V_s) = 5\phi V_c$$

$$133 \times 10^3 = 5(0.75) \frac{\sqrt{30}}{6} bd \quad \therefore bd = 38852 \text{ mm}^2 \quad b = 161 \text{ mm}$$

$$b = 160 \text{ mm}$$

استخدم

$$h = 243 + 12.5 + 50 = 306 \text{ mm} \quad \text{وبذا يكون} \quad d = 243 \text{ mm}$$

$$h = 310 \text{ mm} \quad \text{للمتطلبات العملية استخدم}$$

## مثال 3.5

عتبة خرسانية مستطيلة عرض مقطعها  $b = 300 \text{ mm}$  ، العمق الفعال  $d = 600 \text{ mm}$  الكلي  $h = 675 \text{ mm}$  ،  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$  جد مقاومة الخرسانة للقص للحالات التالية :-

أ- لا توجد قوة محورية.

ب- يسلط على العتبة قوة انضغاط مقدارها  $270 \text{ KN}$ .

ج- يسلط على العتبة قوة شد محورية مقدارها  $270 \text{ KN}$ .

الحل

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 300 \times 600 \times 10^{-3} = 164.3 \text{ KN} \quad \text{أ-}$$

$$V_c = (1 + \frac{N_u}{14 A_g}) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d \quad \text{ب-}$$

$$V_c = (1 + \frac{270 \times 10^3}{14 \times 300 \times 675}) (164.3) = 180 \text{ KN}$$

هناك زيادة بحدود 10 %

$$V_c = \left( 1 + \frac{0.3Nu}{Ag} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} bd$$

ج -

$$V_c = \left( 1 + \frac{0.3(-270 \times 10^3)}{300 \times 675} \right) (164.3) = 98.6 \text{ KN}$$

أي أن هناك نقصان في المقاومة بحدود 40 % .

#### مثال 4.5

صمم حديد القص للعتبة الخرسانية الموضحة على الشكل (8.5) علماً أن عرض المقطع  $(b = 300 \text{ mm})$  والعمق الفعال  $(d = 500 \text{ mm})$  وإن الحمل الحي الخدمي المنتشر يساوي  $40 \text{ KN/m}$  أما الحمل الميت الخدمي المنتشر (بضمنه وزن العتبة) فيساوي  $34 \text{ KN/m}$  استخدم  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$   $f_y = 300 \text{ Mpa}$

الحل:

$$W_u = 1.6 \times 40 + 1.2 \times 34 = 104.8 \text{ KN/m} \quad 1- \text{نحسب } W_u$$

ثم نحسب قوة القص عند وجه المسند  $V_{us}$ .

$$V_{us} = 104.8 \times 5.5/2 = 288.2 \text{ KN}$$

2- نحسب قوة القص عند المقطع الحرج  $V_{ud}$ .

$$V_{ud} = V_{us} - W_u d = 288.2 - 0.5 \times 104.8 = 235.8$$

$$\phi V_c = 0.75 \left( \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 300 \times 500 \right) \times 10^{-3} = 102.7$$

4- بما أن  $V_{ud} > \phi V_c$  عليه نحتاج إلى تسليح قص.

$$\phi V_s = V_{ud} - \phi V_c = 235.8 - 102.7 = 133.1$$

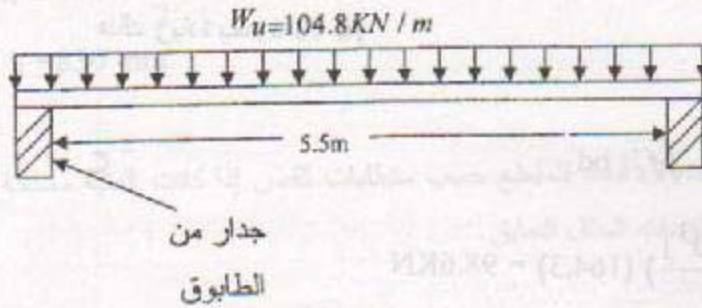
نحسب

$$\therefore V_s = 177.47 \text{ KN.m}$$

بما أن  $\phi V_s < 4\phi V_c$  عليه فالمقطع ملائم.

بما أن  $\phi V_s < 2\phi V_c$  فالمصافة العظمى تساوي :-





شكل ( 8.5 )

تفاصيل العتبة للمثال

(4.5)

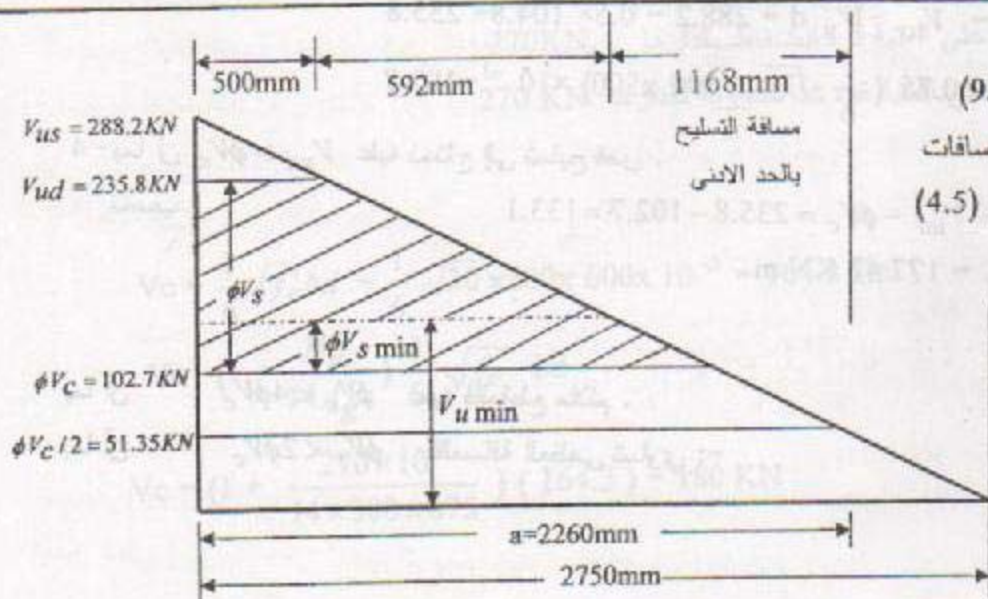
$$s_{\max} \leq \begin{cases} d/2 = 250 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \\ \frac{3A_v f_y}{b_w} = \frac{3 \times 2 \times 79 \times 300}{300} = 474 \text{ mm} \\ \frac{16A_v f_y}{\sqrt{f'_c} b_w} = \frac{16 \times 2 \times 79 \times 300}{\sqrt{30} \times 300} = 461 \end{cases}$$

$\therefore s_{\max} = 250 \text{ mm}$

الشكل ( 9.5 ) يوضح قيم القص ومسافات التسليح .

5- نحسب المسافة البينية عند المقطع الحرج

$$s_o = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 79 \times 300 \times 500}{177.74 \times 10^3} = 133.5 \text{ mm} < s_{\max}$$



شكل ( 9.5 )

قيم القص ومسافات

التسليح للمثال (4.5)

$$s_o = 130 \text{ mm}$$

وعمليا نستخدم

نحسب المسافة التي لاحتاج فيها إلى تسليح قص (a) إما من تناسب المثلثات أو توازن القوى.

$$V_{us} - W_u a = \phi V_c / 2$$

$$288.2 - 104.8 a = 51.35 \quad \therefore a = 2260 \text{ mm}$$

حساب المسافة التي بعدها نسلح بالحد الأدنى :-

$$\phi V_{s \min} = \frac{\phi A_v f_y d}{s_{\max}} = \frac{0.75 \times 2 \times 79 \times 300 \times 500}{250} \times 10^{-3} = 71.1 \text{ KN}$$

$$V_{u \min} = \phi V_{s \min} + \phi V_c = 71.1 + 102.7 = 173.8 \text{ KN}$$

$$V_{us} - W_u b = 173.8$$

من توازن القوى :

$$288.2 - 104.8 b = 173.8$$

$$b = 1092 \text{ mm}$$

6- ولان المسافة بين المقطع الحرج ونقطة التسليح بالحد الأدنى قليلة فهي تساوي :-

$$e = b - 500 = 1092 - 500 = 592 \text{ mm}$$

عليه فلا داعي لتغيير المسافات البينية في هذه المنطقة وبذا تكون تفاصيل تسليح القص كما يلي :

أ - نضع الأتربة الأولى على بعد (65 mm) من وجه المسند وعمليا نوضع على بعد

(60 mm) من وجه المسند .

ب - عدد الأتاري التي تكون المسافات فيها (130 mm) هو :-

$$n = \frac{1092 - 60}{130} = 7.94$$

استخدم ( 8 @ 130 mm )

ج - وبذا تكون المسافة التي تم تسليحها

$$60 + 8 \times 130 = 1100 \text{ mm}$$

∴ عدد الأتاري التي تكون المسافة بينها (250 mm) هو :-

$$n = \frac{2260 - 1100}{250} = 4.64$$

استخدم ( 5 @ 250 mm )

عليه تكون المسافة التي نسلح ضد القص مساوية إلى

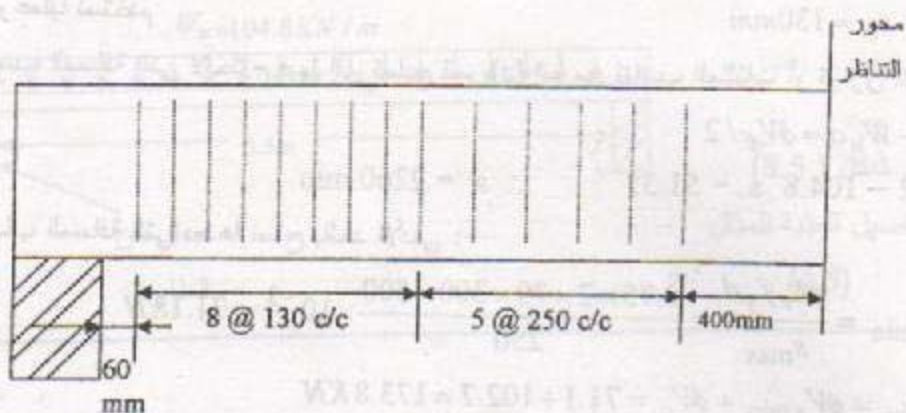
وبذا تكون المسافة التي لاتسلح ضد القص مساوية إلى

$$1100 + 5 (250) = 2350 \text{ mm}$$

$$2750 - 2350 = 400 \text{ mm}$$

إن تفاصيل التسليح لهذا المثال موضحة في الشكل ( 10.5 )





شكل 10.5

تفاصيل تسليح القص للمثال (4.5)

## المحاضرة الثانية والعشرون

### أمثلة وتمارين

#### مثال 5.5

رافدة (girder) خرسانية مستطيلة المقطع محملة بحملين مركزيين متساويين كما موضح في الشكل ( 11.5 ) ، كل حمل يتكون من حمل حي خدمي مقداره ( 80KN ) وحمل ميت خدمي مقداره ( 60KN ) . عرض مقطع الرافدة يساوي ( 300 mm ) وعمقها الفعال ( 550 mm ) صمم تسليح القص للرافدة علماً أن  $f'_c = 30Mpa$  ،  $f_y = 300Mpa$

#### الحل

1- إذا فترضنا أن التسليح الطولي بطبقتين فإن

$$h = 550 + 100 = 650 \text{ mm}$$

الوزن الذاتي للرافدة

$$W_g = 0.65 \times 0.3 \times 24 = 4.68 \text{ KN/m}$$

$$W_u = 4.68 \times 1.2 = 5.62 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 60 \times 1.2 + 80 \times 1.6 = 200 \text{ KN}$$

$$V_{us} = 200 + 4.5 \times \frac{5.62}{2} = 212.65$$

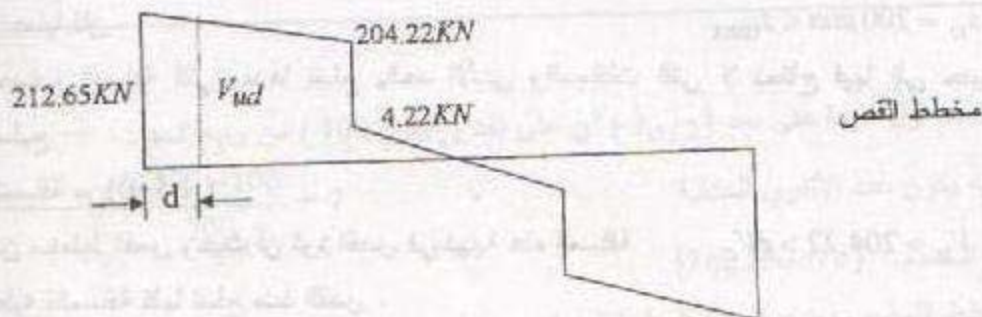
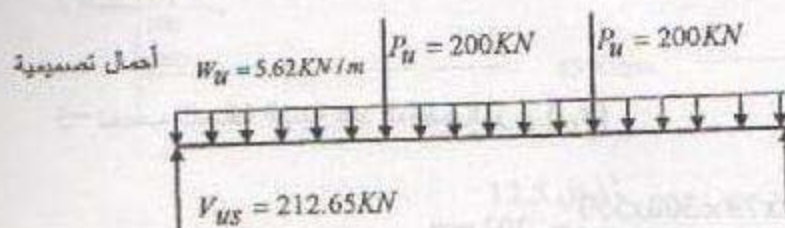
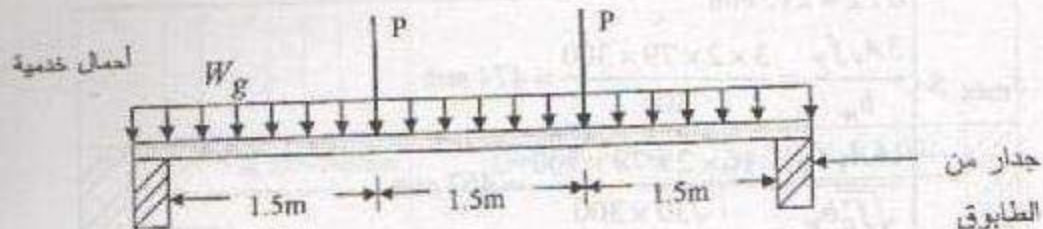
2- نحسب  $V_{ud}$

$$V_{ud} = 212.65 - 5.62 \times 0.55 = 209.5 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \left( \frac{1}{6} \right) \sqrt{30} \times 300 \times 550 \times 10^{-3} = 112.96 \text{ KN}$$

$$\phi V_c / 2 = 56.48 \text{ KN}$$





شكل (11.5)

تفاصيل الأحمال ومخطط القص للرافدة في المثال (5.5)

3- بما أن  $V_{ud} > \phi V_c$  عليه فتسليح القص مطلوب.

نحسب  $\phi V_s$

$$\phi V_s = 209.6 - 112.96 = 96.6 \text{ kN}$$

$$\therefore V_s = 128.8 \text{ kN}$$

بما أن  $\phi V_s < 4\phi V_c$  عليه فالملقط ملائم.

وبما أن  $\phi V_s < 2\phi V_c$  عليه فالمسافة المعظمى تساوي :-

$$s_{\max} \leq \begin{cases} 600 \text{ mm} \\ d/2 = 275 \text{ mm} \\ \frac{3A_v f_y}{b_w} = \frac{3 \times 2 \times 79 \times 300}{300} = 474 \text{ mm} \\ \frac{16A_v f_y}{\sqrt{f'_c} b_w} = \frac{16 \times 2 \times 79 \times 300}{\sqrt{30} \times 300} = 462 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\therefore s_{\max} = 275 \text{ mm}$$

5- نحسب المسافة بينية عند المقطع الحرج ( $s_o$ )

$$s_o = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 79 \times 300 \times 550}{128.8 \times 1000} = 202 \text{ mm}$$

$$s_o = 200 \text{ mm} < s_{\max}$$

حساب المسافة التي بعدها نسلح بالحد الأدنى والمسافات التي لا نحتاج فيها إلى حديد تسليح:-

المسافة من (0-1.5)

من مخطط القص وحيث أن قوة القص في نهاية هذه المسافة عليه فالمسافة كلها تسليح ضد القص .

$$\phi V_{s \min} = \frac{\phi A_v f_y d}{s_{\max}} = \frac{0.75 \times 2 \times 79 \times 300 \times 550}{275} \times 10^{-3} = 71.1 \text{ KN}$$

$$V_{u \min} = 71.1 + 112.96 = 184.06 \text{ KN}$$

$$V_{u \min} < 204.22 \text{ KN}$$

بما أن

عليه لا يتم استخدام المسافات البينية العظمى لهذه المنطقة.

المنطقة من (1.5-3)

بما أن

$$V_u = 4.22 < \phi V_c / 2$$

عليه لا تسليح هذه المنطقة ضد القص .

5- بما أن التغير في القص للمنطقة من (0-1.5) قليل لذا تبقى المسافات بين الأتاري كما هي . عليه يكون تصميم القص كما يلي:-





شكل 12.5  
تسليح القص المثال (5.5)

استخدم أول أترية على بعد  $(s_o/2)$  أي على بعد  $(100 \text{ mm})$  من وجه العنسد.

$$n = \frac{1500 - 100}{200} = 7$$

عليه يكون عدد الأتاري المتبقية

أي استخدم  $(7 @ 200 \text{ c/c})$

مخطط التسليح موضح في الشكل ( 12.5 )

### مسائل

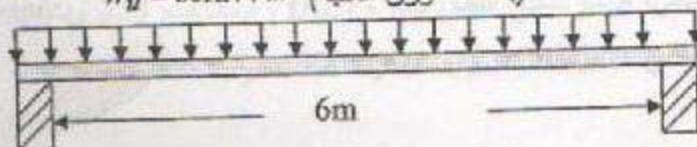
1.5 للعتبة أدناه ، إذا كانت  $f_y = 300 \text{ Mpa}$  ،  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$

أ - جد أقل أبعاد للعتبة إذا لم تكن مسلحة ضد القص. استخدم  $d = 2b$

ب - جد العمق الفعال الأدنى (  $d$  ) عندما  $b = 200 \text{ mm}$  والعتبة غير مسلحة ضد القص.

ج - جد العمق الأدنى (  $d$  ) إذا كان  $b = 200 \text{ mm}$  ،  $V_s = 2V_c$

(بضمفه وزن العتبة)  $W_u = 80 \text{ kN/m}$

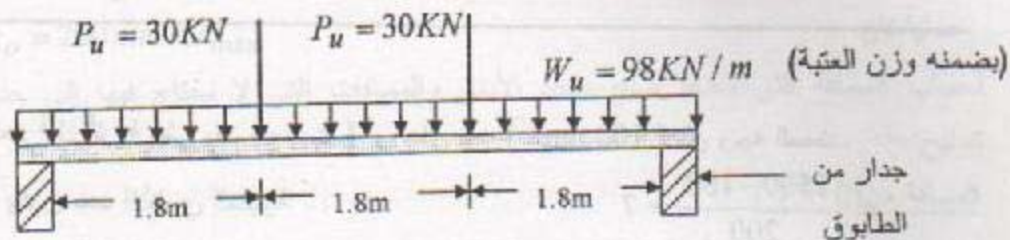


2.5 لنفس السؤال أعلاه جد قيمة الحمل الحي الخدمي والحمل الميت الخدمي حسب متطلبات القصص علماً أن  $b = 200 \text{ mm}$  ،  $d = 500 \text{ mm}$  ، تسليح القص  $(\phi 10/200 \text{ mm c/c})$  لكامل الفضاء. الحمل الحي يساوي ضعف الحمل الميت (أهمل الوزن الذاتي للعتبة).

3.5 للعتبة أدناه  $(d = 400 \text{ mm}$  ،  $b = 275 \text{ mm}$  ،  $f_y = 300 \text{ Mpa}$  ،  $f'_c = 30 \text{ Mpa})$

أ- جد مسافة تسليح القص.

ب- جد المسافة بين الأتاري  $(\phi 12 \text{ mm})$  للمقطع الحرج فقط .



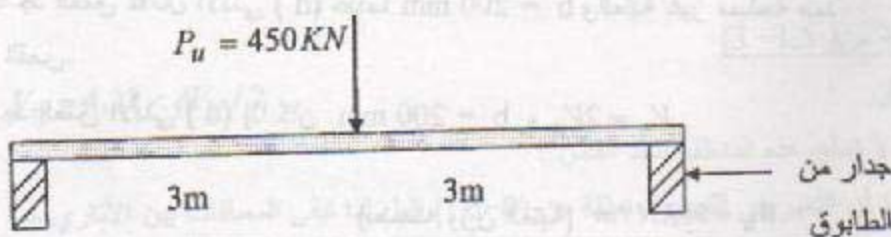
4.5 للعتبة أدناه ، صمم حديد القص باستخدام أتاري  $(\phi 10 \text{ mm})$  للحالات التالية (أهمل الوزن الذاتي للعتبة):

أ - بدون قوة محورية.

ب - عند وجود قوة انضغاط محورية مقدارها  $250 \text{ kN}$ .

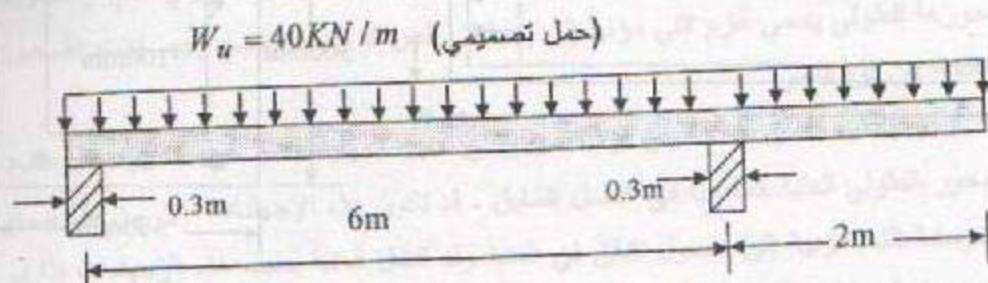
ج - عند وجود قوة شد محورية مقدارها  $250 \text{ kN}$ .

علماً أن  $(d = 600 \text{ mm}$  ،  $b = 300 \text{ mm}$  ،  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  ،  $f'_c = 30 \text{ Mpa})$

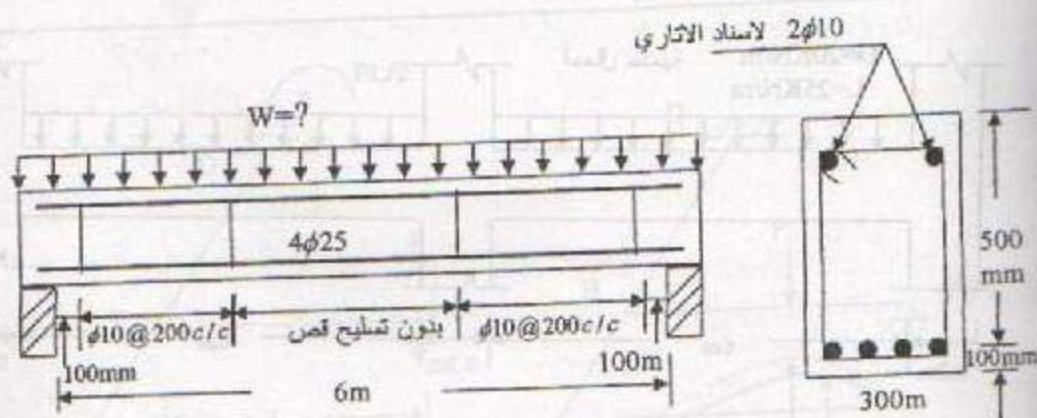




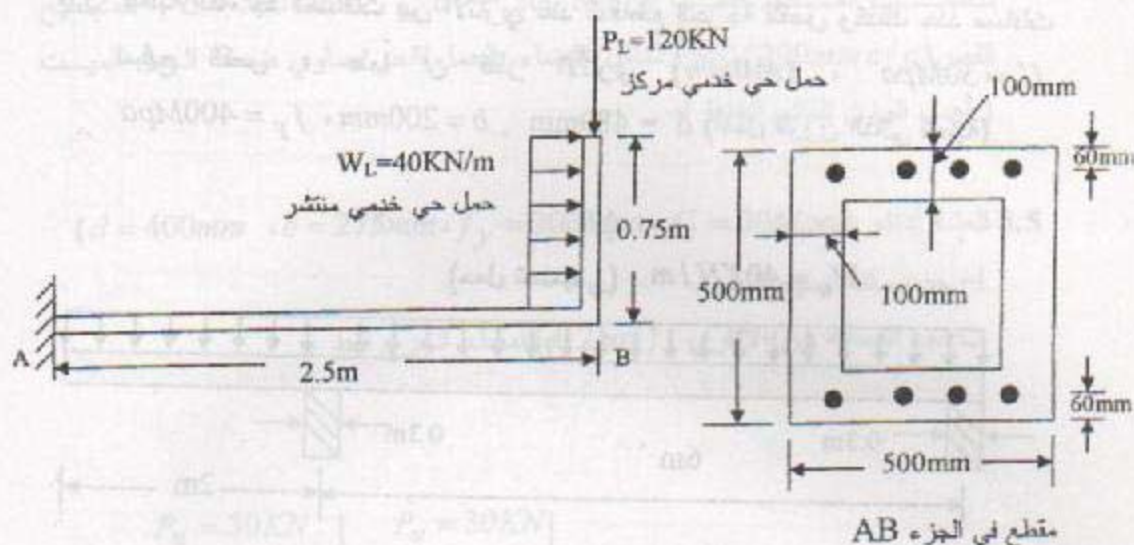
5.5 للعتبة أدناه جد المسافات بين الأتاري عند المقاطع الحرجة للقص وكذلك حدد مسافات تسليح القص ، علماً أن قطر الأتاري  $(\phi 10mm)$  ،  $f'_c = 30Mpa$  ،  $f_y = 400Mpa$  ،  $b = 200mm$  ،  $d = 480mm$  (أهمل الوزن الذاتي للعتبة)



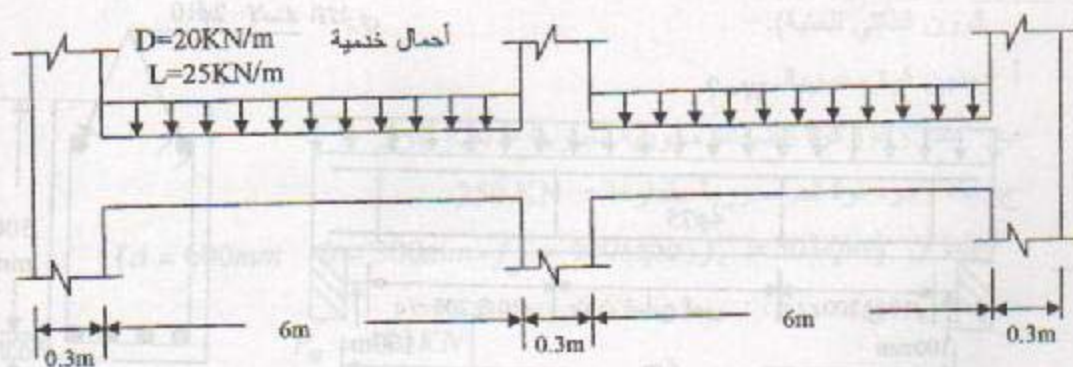
6.5 للعتبة أدناه ، جد أقصى حمل خدمي منتظم إضافي يمكن تسليطه عليها حسب متطلبات القص والانحناء ، علماً أن الحمل الحي يساوي ضعف الحمل الميت وأن  $f'_c = 20Mpa$  ،  $f_y = 400Mpa$



7.5 للهيكل في الشكل التالي، صمم تسليح القص للجزء (AB) . استخدم أتاري  $(\phi 10mm)$  وأهمل وزن العتبة الذاتي .  $f'_c = 30Mpa$  ،  $f_y = 300Mpa$



8.5 صمم العتبة أدناه بحساب الأبعاد ومساحات الحديد الطولي لمقاطع الانحناء الحرجة وحساب المسافات بين الأتاري قطر  $(\phi 10\text{mm})$  استخدم  $b = 250\text{mm}$  ،  $\rho = 0.5\rho_{\max}$  ،  $f_y = 400\text{Mpa}$  ،  $f'_c = 30\text{Mpa}$  ، كذلك استخدم معادلات الكود للتحليل .



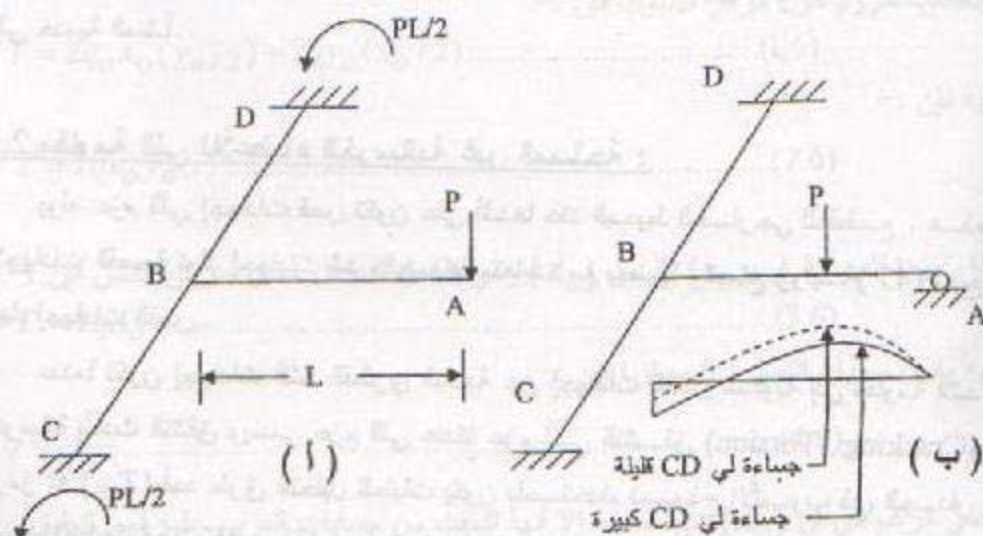


### تصميم اللي : Design for Torsion

**1.6 مقدمة :-** بالإضافة إلى قوة القص وعزم الانحناء قد تتعرض العتبة إلى عزم حول محورها الطولي يسمى عزم اللي مؤدياً إلى إجهادات قص قد تتداخل مع إجهادات القص الناتجة عن قوة القص.

إن إجهادات القص الناتجة عن قوة القص واللي تسبب إجهادات شد حول محور مائل مع المحور الطولي للعتبة كما بينا في الفصل السابق ، قد تكون هذه الإجهادات أكبر من مقاومة الخرسانة للشد مؤدية إلى حصول تشقق في العتبة وقد تفشل العتبة بسبب هذه الإجهادات إذا لم تكن مسلحة بصورة كافية ضد القص واللي.  
هناك نوعان من عزم اللي :-

**أ - عزم لي التوازن Equilibrium Torsion :-** وهو العزم اللازم لتوازن المنشأ ولا يمكن أن تنقل الأحمال بنونه ويمكن إيجاده باستخدام معادلات التوازن ، لاحظ الشكل (1.6. أ) . فلتوازن الجزء (AB) لابد من عزم انحناء عند (B) . هذا العزم يكون على شكل عزم لي بالنسبة للجزء (CD).



شكل 1.6

أ- عزم لي التوازن . ب- عزم لي التوافق

بالنسبة لهذا النوع من العزم يجب توفير مقاومة لأي للمقطع تساوي أو أكبر منه والا يحدث الفشل . فإذا لم تكن مقاومة اللي للعتبة (CD) مساوية أو أكبر من العزم ( $PL/2$ ) سيتم فشل المنشأ.

ب- عزم لي التوافق Compatibility Torsion :- وهو العزم الناتج عن توافق الازاحات للمنشأ ويحدث في المنشآت غير المحددة استاتيكيًا . ففي الشكل ( 1.6 ب ) فإن زاوية الدوران للعضوين (AB) و (CD) يجب أن يكونا متساويتان ومساويتان لدوران المفصل (B) وهذا يؤدي إلى أن عزم انحناء الجزء (AB) يساوي مجموع عزمي اللي لجزئي العتبة . في مثل هذا النوع من المنشآت لا يحدث الفشل بسبب اللي في حال عدم توفر مقاومة لي كافية بل يعاد توزيع القوى ، فإذا كانت مقاومة اللي للجزء (CD) قليلة أو معدومة فإن الاتصال عند (B) يكون مفصلياً وتنتقل الأحمال على شكل قوتي قص عند (A) و (B) . وعلى الرغم من حصول تشققات في هذه الحالة إلا أن الفشل لا يحصل . ويعتمد ذلك على جساءة اللي للعتبة (DC) فإذا كانت كبيرة سيتولد عزم لي وإذا كانت قليلة فإن عزم اللي لجزئي للعتبة وعزم الانحناء للجزء (AB) يقلان وقد يكونا معدومين . وفي هذه الحالة لا يحدث الفشل إذا تم توفير مقاومة مناسبة للقص والانحناء لأجزاء المنشأ.

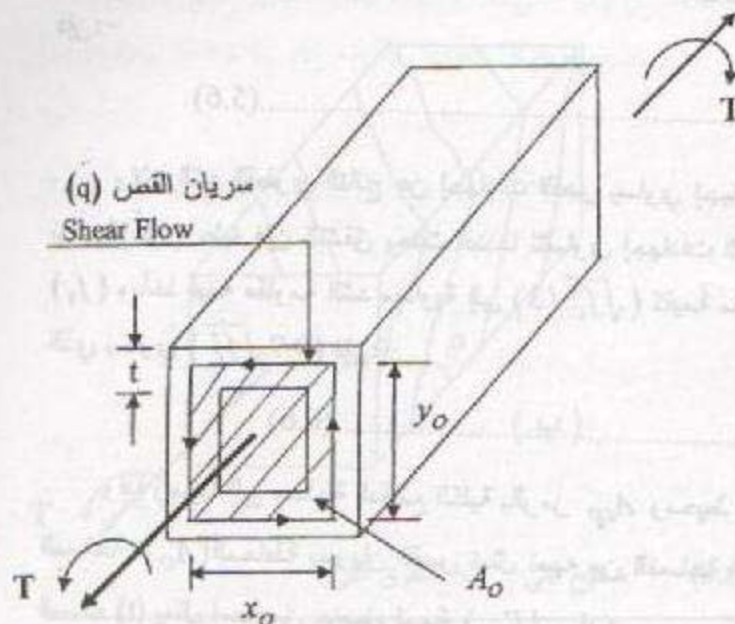
ولأن معظم المنشآت غير محددة فإن إهمال تأثير اللي عند تصميمها لا يؤدي إلى الفشل لكنه قد يؤدي إلى تشققات أكثر وبالتالي يؤثر على خدمة المنشأ . وفي بعض الحالات يصبح من الضروري أخذه بنظر الاعتبار حتى للمنشآت غير المحددة مثل الجسور المقوسة في المستوى حيث يكون عزم اللي كبيراً في هذه الحالة ويؤدي إهماله إلى تشوهات قد تؤثر كثيراً على خدمة المنشأ.

## 2.6 مقاومة اللي للأعضاء الخرسانية غير المسلحة :

يولد عزم اللي إجهادات قص تكون على أشدها عند المحيط الخارجي للمقطع . هذه الإجهادات القصية تولد إجهادات شد وانضغاط متعامدة مع بعضها وتصنع زوايا (45°) مع اتجاه إجهادات القص.

عندما تكون إجهادات الشد القطري الناتجة عن إجهادات القص مساوية إلى مقاومة الشد للخرسانة يحدث التشقق ويسمى عزم اللي عندئذ عزم لي التشقق (Cracking Torsion) ويرمز له ( $T_{cr}$ ). أحد طرق التحليل للعتبات يكون باستخدام نموذج الأنبوب ذي الجدار النحيف (Thin-Walled Tube) وهنا يتم اعتبار إجهادات القص ثابتة على سمك محدد من





شكل (2.6)  
أنبوب ذو جدار نحيف  
تحت تأثير اللي

الخرسانة على المحيط الخارجي للمقطع حيث يتم معاملة المقطع على أنه أنبوب يسمى (t) كما موضح في الشكل (2.6). هذا ويتم مقاومة اللي على شكل سريان قص (q) ثابت يؤثر في مركز الأنبوب ، يعرف سريان القص بأنه قوة القص لوحدة الطول ووحداته هي وحدات قوة لكل وحدة طول .

من جمع العزوم حول مركز الأنبوب فإن :-

$$T = 2q_o x_o (y_o / 2) + 2q y_o (x_o / 2) \dots \dots \dots (1.6)$$

عليه فإن :-

$$T = 2q x_o y_o \dots \dots \dots (2.6)$$

وإذا رمزنا للمساحة  $(x_o y_o)$  بالرمز  $(A_o)$  وهي المساحة داخل مسار سريان القص فإن :-

$$T = 2q A_o \dots \dots \dots (3.6)$$

عليه يكون سريان القص (q) مساوياً إلى :-

$$q = \frac{T}{2A_o} \dots \dots \dots (4.6)$$

وعلى الرغم من أن  $(A_o)$  هي مساحة إلا أنها اشتقت من حسابات العزوم عليه فهي تنطبق للمقاطع الصلبة أو المجوفة على حد سواء.

إن إجهاد القص الناتج عن اللي يساوي حاصل قسمة سريان القص على السمك (t) عليه فإن:-

$$\tau = \frac{q}{t} = \frac{T}{2A_0 t} \quad (5.6)$$

ولأن الشد القطري الناتج عن إجهادات القص يساوي إجهادات القص لكنه يميل عنها بزاوية (45°) عليه فإن التشقق يحدث عندما تتساوى إجهادات القص ( $\tau$ ) مع مقاومة الشد ( $f_t$ ) وبأخذ قيمة مقاومة الشد مساوية إلى ( $\sqrt{f'_c} / 3$ ) كقيمة متحفظة بدلاً من معامل الكسر الذي يساوي ( $0.7\sqrt{f'_c}$ ) فإن:-

$$T_{cr} = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} (2A_0 t) \quad (6.6)$$

وإذا رمزنا إلى مساحة المقطع الكلية بالرمز  $A_{cp}$  ومحيط المقطع بالرمز  $P_{cp}$  فإن المساحة ( $A_0$ ) المحاطة بسريان القص تمثل نسبة من المساحة الكلية ( $A_{cp}$ ) كذلك فإن السمك (t) يمثل نسبة من حاصل قسمة ( $A_{cp} / P_{cp}$ ).

إن السمك (t) يؤخذ بحدود ( $\frac{1}{6}$ ) إلى ( $\frac{1}{4}$ ) البعد الأقل للمقاطع الصلدة المستطيلة فإذا اعتبرنا

أن (t) تساوي ( $\frac{1}{4}$ ) البعد الأقل وأخذنا النسبة بين عرض المقطع إلى عمقه مساوية إلى (0.5)

فإن ( $A_0$ ) تكون مقاربة إلى ( $\frac{2}{3} A_{cp}$ ) و (t) تساوي ( $t = \frac{3}{4} A_{cp} / P_{cp}$ ). وبالتعويض عن هذه القيم في المعادلة (6.6) فإن:-

$$T_{cr} = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad (7.6)$$

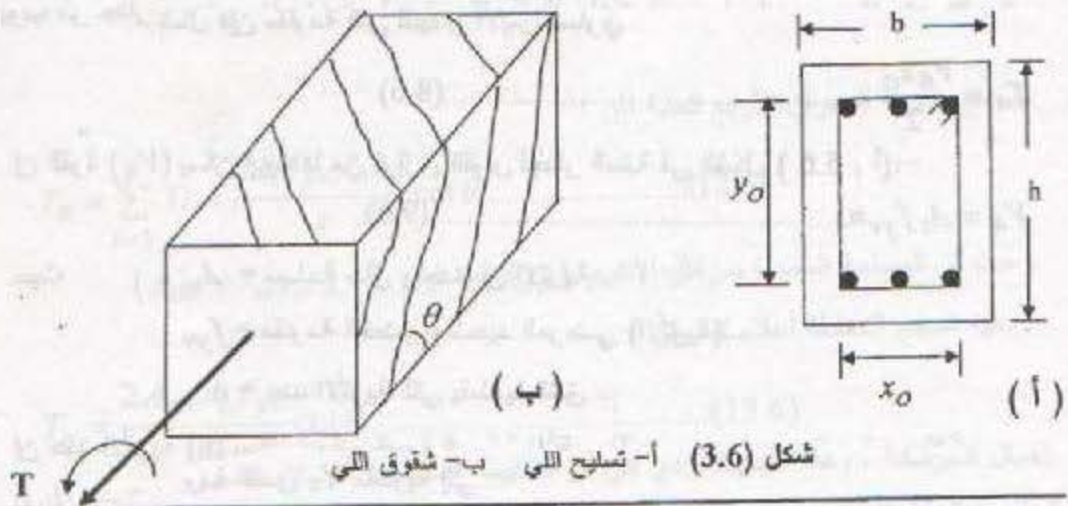


# المحاضرة الرابعة والعشرون

## 5.0 مقاومة اللي للعبّات الخرسانية المسلحة:-

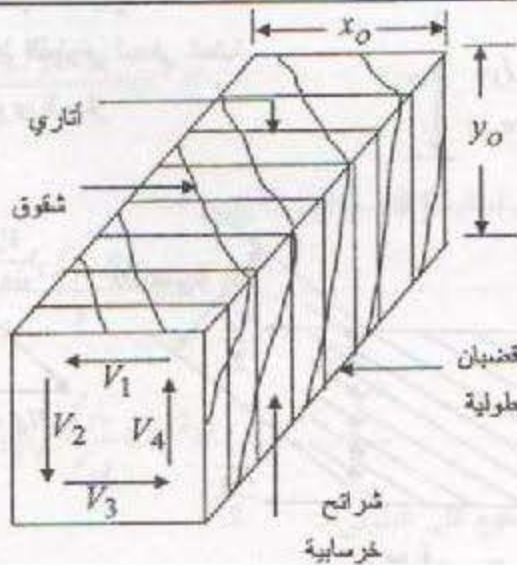
عندما يكون عزم اللي أكبر من مقاومة التشقق ( $T_{cr}$ ) يجب تسليح العبّة ضد اللي . والتسليح يكون على شكل أتاري مغلقة وحديد تسليح طولي لاحظ الشكل (3.6 أ) . وعندما تكون العبّة مسلحة ضد اللي فإن المقطع يتشقق بعزم لي مساوي إلى عزم لي التشقق المحدد بالمعادلة (7.6) . والتشقّق يكون على شكل حلزوني بزاوية ( $\theta$ ) مع المحور الطولي تتراوح بين ( $30^\circ$ ) إلى ( $60^\circ$ ) لاحظ الشكل (3.6 ب) .

من التجارب فإن المساحة المحاطة بسريان القص للعبّات المسلحة تُحدد بالإبعاد ( $x_o$ ) و ( $y_o$ ) حيث ( $x_o$ ) تساوي البعد بين مركزي الأتريّة للاتجاه القصير و ( $y_o$ ) تساوي البعد



بين مركزي الأتريّة للاتجاه الطويل. وبذا تكون المساحة المحاطة بسريان القص  $A_o h = x_o y_o$  بينما محيط سريان القص يساوي  $p_h = 2(x_o + y_o)$

إن تحليل مقاومة اللي للعبّات المسلحة يكون باستخدام نموذج الجملون الفضائي (Space-truss analogy) تمثّل فيه القضبان العليا والسفلى الحديد الطولي للعبّة . أما القضبان العمودية فتتمثّل الأتاري ، بينما تمثّل القضبان المائلة الخرسانة المعرضة للانضغاط بين التشقّقات. والنموذج موضح في الشكل (4.6) . في هذا النموذج يتم تمثيل المقطع الخرساني على



شكل (4.6)  
نموذج الجملون  
الفضائي

انه أنبوب ذو جدار نحيف أيضاً ومقاومة اللي له تساوي حاصل جمع مقاومات اللي للجدران الأربع ومن الشكل فإن مقاومة اللي للجدار الأيمن تساوي

$$T_4 = \frac{V_4 x_o}{2} \dots \dots \dots (8.6)$$

إن القوة ( $V_4$ ) يمكن إيجادها من توازن القوى لجدار العتبة في الشكل ( 5.6 أ ) :-

$$V_4 = A_t f_{yv} n \dots \dots \dots (9.6)$$

حيث  $A_t$  = مساحة ساق واحدة من الأتربة .

$f_{yv}$  = مقاومة الخضوع للحديد العرضي (الأتربة) .

$n$  = عدد الأتربة التي يقطعها الشق .

إن عدد الأتربة ( $n$ ) يمكن إيجادها بقسمة المسقط الأفقي ( $y_o \cot \theta$ ) على المسافتين الأتري

أي أن :-

$$n = y_o \cot \theta / s$$

عليه تكون مقاومة القص  $V_4$  مساوية إلى :-

$$V_4 = \frac{A_t f_{yv} y_o}{s} \cot \theta \dots \dots \dots (10.6)$$

وبتعويض (10.6) في (8.6) ينتج :-

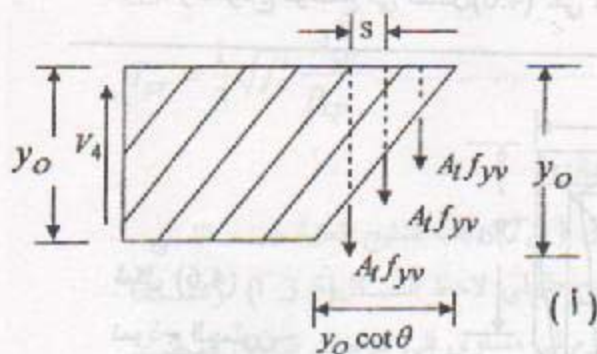
$$T_4 = \frac{A_t f_{yv} y_o x_o}{2s} \cot \theta \dots \dots \dots (11.6)$$

شكل (5.6)

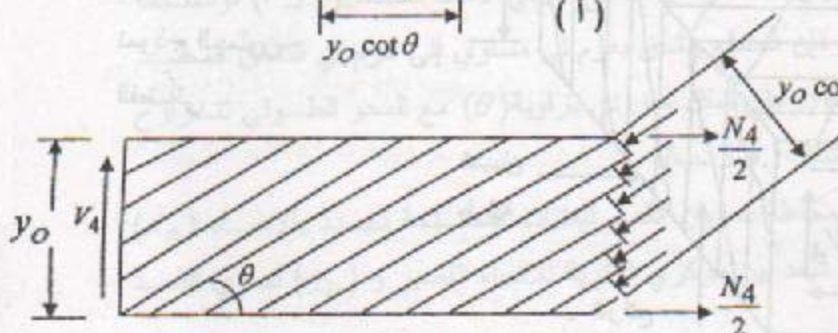
أ- الشد العمودي للاتاري.

ب- الأنضغاط القطري لجدار العتبة

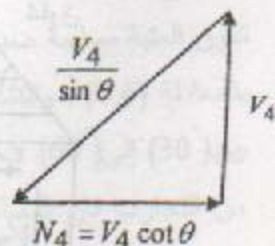
ج- توازن القوى للجدار



( أ )



( ب )



( ج )



وبجمع مقاومة الجدران الأربع للعتبة فإن :-

$$T_n = \sum_{i=1}^4 T_i = \frac{2A_t f_{yv} y_o x_o}{s} \cot \theta \dots (12.6)$$

وحيث أن المساحة المحددة بمراكز الأتاري ( $A_{oh}$ ) تساوي ( $A_{oh} = x_o y_o$ ) عليه تصبح المعادلة أعلاه كما يلي :-

$$T_n = \frac{2A_{oh} A_t f_{yv}}{s} \cot \theta \dots (13.6)$$

في المعادلة أعلاه اعتبرنا أن مقاومة اللي للمقطع تساوي مقاومة حديد تسليح القص فقط بإهمال الخرسانة ، وهذا التبسيط يؤدي إلى أن المقاومة المحسوبة أعلاه تكون أقل من المقاومة الحقيقية للمقطع . إن قوى الانضغاط على الخرسانة وكما موضح في الشكل (5.6 ب) يجب أن تقاوم بقوى شد أفقية . وإذا أخذنا الجدار العمودي للمقطع بنظر الاعتبار فإن مقدار التغير في القوة المحورية نتيجة لعزم اللي يساوي :-

$$N_4 = V_4 \cot \theta = \frac{A_t f_{yv} y_o}{s} \cot^2 \theta \dots (14.6)$$

وبذلك تكون الزيادة في القوة المحورية للجدران الأربع مساوية إلى :-

$$N = \sum_{i=1}^4 N_i = \frac{A_t f_{yv}}{s} 2(x_o + y_o) \cot^2 \theta \dots (15.6)$$

$$\therefore N = \frac{A_t f_{yv} P_h}{s} \cot^2 \theta$$

حيث  $P_h$  = محيط الأتربة المغلقة .

وهنا يجب إضافة حديد تسليح طولي لمقاومة الشد ( $N$ ) وبذا يكون :-

$$A_l f_{yl} = \frac{A_t f_{yv} P_h}{s} \cot^2 \theta \dots (16.6)$$

أو كما يلي (ACI- 11.6.3.7) :-

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cot^2 \theta \dots (17.6)$$

حيث  $A_l$  = المساحة الكلية لحديد تسليح اللي الطولي .

$f_{yl}$  = مقاومة الخضوع لحديد اللي الطولي .

في المعادلات السابقة يمكن تعويض ( $\theta = 45^\circ$ ) أي أن  $\cot \theta = 1$  ولقد وجد تجريبياً أن المساحة الفعالة داخل سريان القص بعد التشقق تكون أقل من ( $A_{oh}$ ) المستخدمة في المعادلات السابقة ، حيث وجد أنها تصبح بحدود ( $0.85A_{oh}$ ) أي أن ( $A_o = 0.85A_{oh}$ ) . أما سمك الجدار المكافئ عند الحمل الأقصى فيؤخذ مساوياً إلى  $t = A_{oh} / p_h$  .

#### 4.6 تدخل اللي والقص Torsion plus Shear

يولد اللي والقص إجهادات قص تتداخل على أحد جوانب العتبة ويجب أخذ الاثنين بنظر الاعتبار عند حساب مقاومة العتبة للقص واللي . من الفصل الخامس فإن إجهادات القص الناتجة عن قوة القص تساوي :-

$$\tau_v = \frac{V}{b_w d} \quad (18.6)$$

أما إجهادات القص الناتجة عن اللي فتحسب من المعادلة (5.6) ولكن بأخذ ( $A_o = 0.85A_{oh}$ ) و  $t = A_{oh} / p_h$  وبذلك تصبح الإجهادات مساوية إلى :-

$$\tau_t = \frac{T p_h}{1.7 A_{oh}^2} \quad (19.6)$$

عليه فإن مجموع إجهادات القص الناتجة عن اللي وقوة القص تساوي :-

$$\tau = \tau_v + \tau_t = \frac{V}{b_w d} + \frac{T p_h}{1.7 A_{oh}^2} \quad (20.6)$$

في حالة المقاطع المثلثة فإن وسط العتبة يقاوم جزءاً من اللي أيضاً مؤدياً إلى كون الإجهادات القصوى أقل من المحسوبة بموجب المعادلة أعلاه وقد وجد أن إجهادات القص العظمى يمكن تحديدها بصورة أفضل بأخذ الجذر التربيعي لمربعات الحدود في المعادلة أعلاه أي أن :-

$$\tau = \sqrt{\left(\frac{V}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \quad (21.6)$$



## 5.6 متطلبات الكود لتصميم اللي :- ACI CODE PROVISIONS

وهي كما يلي (ACI 11.6.3.5)

أ- يتطلب الكود أن يكون عزم اللي التصميمي أقل أو يساوي مقاومة اللي التصميمية :-

$$T_u \leq \phi T_n \quad (22.6)$$

حيث  $\phi$  = معامل خفض المقاومة = 0.75

$T_u$  = عزم اللي التصميمي وهو العزم المحسوب لحالة الأحمال القصوى

(Factored Loads)

$T_n$  = مقاومة اللي الاسمية

ويتم حساب  $T_n$  من المعادلة (13.6) على أن يعوض عن  $(A_{ch})$  بالقيمة  $(A_o)$  واعتبار  $\phi = (45)$ .

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yv}}{s} \quad (23.6)$$

$A_o$  = المساحة الفعالة داخل سريان القص =  $0.85 A_{ch}$

وحسب الكود (ACI 11.6.2.4) فإن المقاطع بين وجه المسند ومسافة (d) من وجه المسند تصمم لنفس عزم اللي  $(T_u)$  المحسوب على بعد (d) من وجه المسند . أي أن المقطع الحرج للي يكون على بعد (d) من وجه المسند وهو نفس المقطع الحرج لقوة القص . عند وجود عزم لي بين المسافة (d) ووجه المسند فإن المقطع الحرج يكون عند وجه المسند .

ب:- للعتبات على شكل (T) فإن جزء الجناح الذي يؤخذ بنظر الاعتبار يكون مساوياً إلى القيمة الأقل من (1) ارتفاع العتبة أعلى أو أسفل البلاطة (2) أربعة مرات بقدر سمك البلاطة.

المساحة  $(A_{cp})$  للعتبات الصندوقية تساوي المساحة المحددة بالمحيط الخارجي للمقطع وبعد

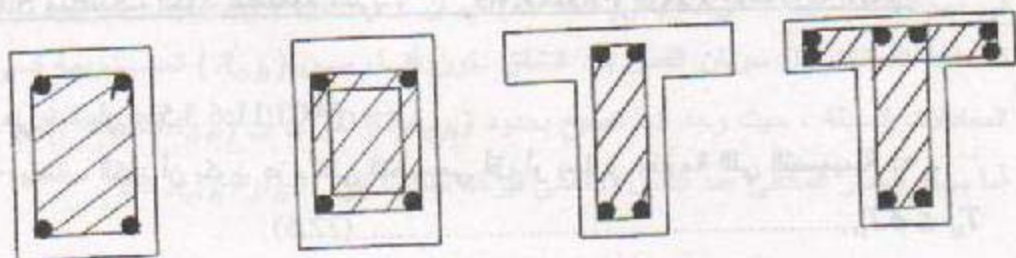
التشقق فإن المساحة التي تقاوم اللي  $A_{ch}$  هي المحددة بمراكز الاتاري والشكل (6.6)

يوضح المساحة  $A_{ch}$  للعتبات المستطيلة والصندوقية والتي على شكل (T).

ج:- يتم إهمال تسليح اللي إذا تحقق الشرط التالي (ACI 11.6.1) :-

$$T_u \leq \frac{\phi}{12} \sqrt{f'_c} (A_{cp}^2 / P_{cp}) \quad (24.6)$$

والقيمة أعلاه تساوي  $(T_{cr} / 4)$



شكل (6.6)

تعريف ( $A_{ch}$ ) لمقاطع مختلفة

د- في حالة عزم التوافق فإن عزم اللي الأقصى الذي يمكن تسليطه على العتبة  
(ACI 11.6.2.2) :-

$$T_u = \frac{\phi}{3} \sqrt{f'_c} (A_{cp}^2 / P_{cp}) \quad (25.6)$$

إن القيمة أعلاه تساوي عزم التشقق ( $T_{cr}$ ) ويعود ذلك إلى إعادة توزيع القوى والعزوم بعد تشقق العتبة. فإذا كان العزم الناتج عن التحليل أكبر من القيمة أعلاه فإن الفرق يجب أن يعاد توزيعه بالنسبة للعضو المساند وتصحح قوى القص وعزوم الانحناء تبعاً لذلك.  
هـ : الحد الأعلى لإجهادات القص :-

يضع الكود (ACI 11.6.3) حداً أعلى لإجهادات القص الناتجة عن اللي والقص يجب عدم تجاوزه وذلك لتقليل الشقوق وتحديد عرضها. فللمقاطع الصندوقية فإن :-

$$v_{max} \leq \phi \left( \frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \right) \quad (26.6)$$

وبالتعويض عن إجهادات القص من المعادلة (20.6) فإن :-

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{1.7 A_{ch}^2} \leq \phi \left( \frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \right)$$

وإذا عوضنا عن ( $\phi = 0.75$ ) و ( $V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$ ) في المعادلة أعلاه فإنها تصبح :-

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{1.7 A_{ch}^2} \leq 0.63 \sqrt{f'_c} \quad (27.6)$$

أما للمقاطع الصلدة (غير المجوفة) فيمكن استنتاج المعادلة التالية :-



$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq 0.63 \sqrt{f'_c} \dots (28.6)$$

وفي حالة عدم تحقق المعادلة (27.6) أو (28.6) يجب زيادة إبعاد المقطع أو زيادة مقاومة الخرسانة .

### 6.6 تسليح اللي Torsion Reinforcement

من المعادلة (23.6) يمكن حساب مساحة ساق واحدة من اتاري اللي وكما يلي :-

$$A_t = \frac{T_u s}{2 A_o f_{yv}} = \frac{T_u s}{2 \phi A_o f_{yv}} \dots (29.6)$$

$$A_o = 0.85 A_{oh} \text{ حيث}$$

وعند تداخل اللي والقص فإن مساحة ساقى العتبة تكون كما يلي :-

$$A_{vt} = A_v + 2 A_t \dots (30.6)$$

إن المسافة العظمى للاتاري المستخدمة لمقاومة اللي يجب أن لا تزيد عن  $\left(\frac{P_h}{8}\right)$  أو

(300 mm) أيهما أقل أي أن :-

$$s_{max} \leq \begin{cases} P_h / 8 \\ 300 \text{ mm} \end{cases} \dots (31.6)$$

واللعتبات التي تتعرض لقوة قص وعزم لي فإن مسافة حديد التسليح القصوى

$$s_{max} \leq \begin{cases} d / 4 & \text{عندما تكون } V_s > 2V_c \\ d / 2 & \text{عندما تكون } V_s \leq 2V_c \end{cases} \dots (32.6)$$

بالإضافة إلى إن حداً أدنى من حديد التسليح يجب توفره وهو يساوي :-

$$A_{vt} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \geq \frac{b_w s}{3 f_y}$$

وهذا يعني أن :-

$$s_{max} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{16 A_{vt} f_y}{\sqrt{f'_c} b_w} \\ \frac{3 A_{vt} f_y}{b_w} \end{array} \right\} \dots (33.6)$$

بالنسبة لحديد التسليح الطولي يتم إيجاده من المعادلة (17.6) على أن  $(\frac{A_f}{s})$  تؤخذ على أنها القيمة المحسوبة من المعادلة (29.6) بدون تعديلها حسب متطلبات المسافة العظمى .  
ولقد وجد تجريبياً أن  $(A_f)$  يجب أن لا تقل عن (ACI 11.6.5.3) :-

$$A_{f \min} = \frac{5 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{12 f_{yl}} - \left( \frac{A_f}{s} \right) P_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \quad \dots \dots \dots (34.6)$$

$$\frac{A_f}{s} \geq \frac{b_w}{6 f_{yv}} \quad \text{حيث أن } \left( \frac{A_f}{s} \right) \text{ يجب أن تحقق الشرط}$$

بلاضافة الى ذلك فان المسافة بين قضبان الحديد الطولي يجب أن لا تزيد عن (300 mm) ويجب أن تكون موزعة على المحيط وعلى الأكل يجب وضع قضيب في كل ركن ويمكن أن نضيف حديد تسليح اللي إلى حديد الأنحاء . كما أن حديد تسليح اللي يجب أن يمد مسافة  $(h_f + d)$  بعد النقطة التي لانتحاج فيها نظرياً إلى تسليح لي وهي النقطة التي عندها  $T_u = \frac{\phi}{12} \sqrt{f'_c} (A_{cp}^2 / P_{cp})$  حيث  $(b_f)$  يساوي عرض جزء المقطع الحاوي على الأتاري

### 7.6 خطوات تصميم اللي :-

يمكن تلخيص خطوات تصميم اللي بما يلي :-

1- حدد هل إن  $T_u \leq \frac{\phi}{12} \sqrt{f'_c} (A_{cp}^2 / P_{cp})$

فإذا تحقق الشرط أعلاه يمكن إهمال اللي وألا نستمر بالخطوات أدناه علماً أن  $(A_{cp})$  تساوي مساحة المقطع ،  $(P_{cp})$  تساوي محيط المقطع .

2- إذا كان عزم اللي عزم توافق فأن عزم اللي الأقصى يؤخذ مساوياً إلى :-

$$T_u = \frac{\phi}{3} \sqrt{f'_c} (A_{cp}^2 / P_{cp})$$

فإذا كانت قيمة اللي أكبر من القيمة أعلاه يتم توزيع الفرق.

3- دقق إجهادات القص المسموح بها وفقاً للمعادلات (27.6) ، (28.6) .

4- أحسب مساحة تسليح اللي وفقاً للمعادلة (29.6) ومساحة حديد تسليح القص وفقاً للمعادلة (23.5) ثم استخدم (30.6) لحساب الحديد اللازم للحالتين معاً.

5- أحسب المسافة العظمى للاتاري حسب المعادلات (31.6) إلى (33.6)



6- لحساب مساحة التسليح الطولي من المعادلة (17.6) و (34.6) حيث تعتمد القيمة الأكبر من المعادلتين . وزع الحديد حسب ما موضح في الفقرة السابقة .

7- يجب مد حديد تسليح اللي مسافة  $(b_f + d')$  بعد النقطة التي لا نحتاج فيها نظرياً إلى حديد تسليح اللي أي بعد النقطة التي يصبح فيها  $(T_u)$  أقل من  $\frac{\phi}{12} \sqrt{f'_c} (A_{cp}^2 / P_{cp})$

8- توزيع تسليح القص واللي :- أول مسافة للاتاري تبعد عن المسند بقدر نصف المسافة المحسوبة عند المقطع الحرج . أما المسافة بين المقطع الحرج ووجه المسند فتسليح بنفس المسافة المحسوبة عند المقطع الحرج . نحدد النقطة التي لا نحتاج بعدها إلى تسليح قص ولي ويمكن تغيير المسافات البيئية للاتاري بين المقطع الحرج وهذه النقطة باختيار نقاط بينهما وحساب  $(T_u)$  و  $(V_u)$  ومن ثم حساب المسافات كما في الخطوة (4) أعلاه على أن لا تتجاوز المسافات البيئية القيمة العظمى  $(s_{max})$  .

## المحاضرة السادسة والعشرين

### تمارين ومسائل

#### مثال 1.6

صمم العتبة الموضحة في الشكل (7.6) لمقاومة القص والتي إذا كانت كثافة الخرسانة ( $\gamma_c = 24 \text{ KN/m}^3$ ) والحمل الحي المركز ( $P_1 = 210 \text{ KN}$ ) وهو يؤثر بلامركزية مقدارها (250mm) ،  $f'_c = 25 \text{ Mpa}$  ،  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  . الغطاء الخرساني = 40mm

الحل:-

$$W_b = 0.45 \times 7 \times 24 = 7.56 \text{ KN/m}$$

الوزن الذاتي للعتبة =

$$W_u = 1.2 \times 7.56 = 9 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 210 \times 1.6 = 336 \text{ KN}$$

$$T_u = 336 \times 0.25 = 84 \text{ KN.m} = T_{ud}$$

$$V_{ud} = R - W_u d = 363 - 0.63 \times 9 = 357.33$$

1- تدقيق إهمال تسليح اللي

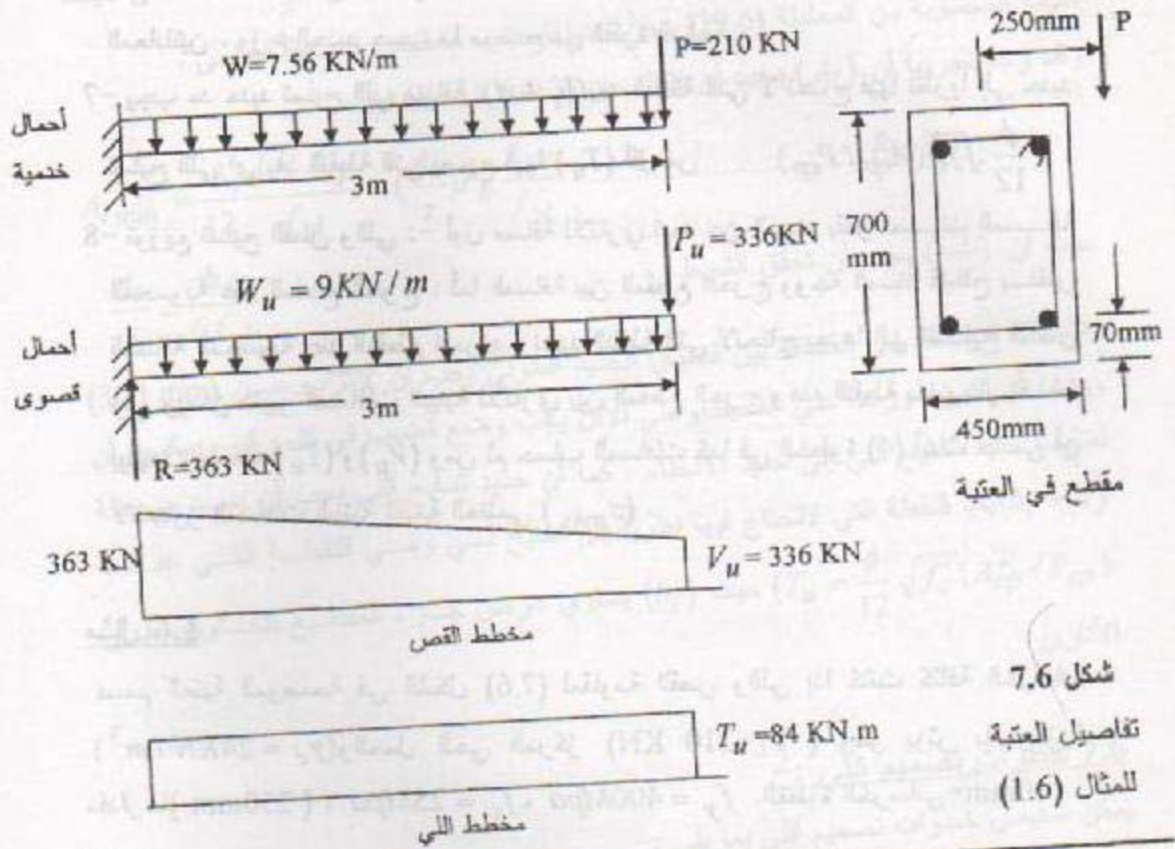
$$A_{cp} = 450 \times 700 = 315 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(450 + 700) = 2.3 \times 10^3 \text{ mm}$$

$$T_{u \min} = \frac{\phi}{12} \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = \frac{0.75}{12} \sqrt{25} \left( \frac{315^2 \times 10^6}{2.3 \times 10^3} \right) \times 10^{-6} = 13.48 \text{ KN.m}$$

بما أن  $T_u > T_{u \min}$  عليه تسليح العتبة ضد اللي .





شكل 7.6

تفاصيل العتبة  
للمثال (1.6)

- 2- بما أن عزم اللي هو عزم توازن عليه لا يندقق شرط العزم الأقصى .  
3- تدقيق الحد الأعلى للاجهادات (افرض أن قطر الاتاري 12mm)

$$x_o = 450 - 2 \times 40 - 12 = 358 \text{ mm}$$

$$y_o = 700 - 2 \times 40 - 12 = 608 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = 358 \times 608 = 217.7 \times 10^3$$

$$P_h = 2(358 + 608) = 1932 \text{ mm}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{357.33 \times 10^3}{630 \times 450}\right)^2 + \left(\frac{84 \times 10^6 \times 1932}{1.7 \times 217.7^2 \times 10^6}\right)^2} = 2.38 < 0.63 \sqrt{f'_c}$$

أن المقطع ملائم .

- 4- حساب مساحة حديد تسليح اللي والقص

$$A_o = 0.85 A_{oh} = 0.85 \times 217.7 \times 10^3 = 185 \times 10^3$$

$$A_t = \frac{T_u s}{2\phi A_o f_{yv}} = \frac{84 \times 10^6 s}{2 \times 0.75 \times 185 \times 10^3 \times 400} = 0.757s$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{25} \times 450 \times 630 \times 10^{-3} = 236.25 \text{ KN}$$

بما إن  $V_{ud} > \frac{\phi V_c}{2}$  عليه يجب إضافة تسليح لمقاومة قوة القص.

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_{ud}}{\phi} - V_c = \frac{357.33}{0.75} - 236.25 = 240.19 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{V_s s}{f_y d} = \frac{240.19 \times 10^3 s}{400 \times 630} = 0.953s$$

$$A_{vt} = A_v + 2A_t = 0.953s + 2 \times 0.757s = 2.467s$$

$$2 \times 113 = 2.264s$$

إذا تم اختيار (12  $\phi$ ) للتتاري فإن :-

$$\therefore s = 91.6 \text{ mm}$$

5- حساب  $s_{\max}$

$$s_{\max} \leq \begin{cases} P_h / 8 = 1932 / 8 = 242 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \\ d / 2 = 315 \text{ mm} \\ \frac{3A_v f_y}{b_w} = \frac{3 \times 2 \times 113 \times 400}{450} = 603 \text{ mm} \\ \frac{16A_v f_y}{\sqrt{f'_c} b_w} = \frac{16 \times 2 \times 113 \times 400}{\sqrt{25} \times 450} = 643 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\therefore s_{\max} = 242 \text{ mm}$$

$$s = 90 \text{ mm} \quad \text{عمليا استخدم } s = 91.6 \text{ mm}$$

عليه فإن

6- حساب مساحة الحديد الطولي

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_{yv}}{f_{yt}} = 0.757 \times 1932 \times 1 = 1463 \text{ mm}^2$$



$$\frac{b_w}{6f_y} = \frac{450}{6 \times 400} = 0.1875$$

$$\frac{A_t}{s} = 0.757 > 0.1875$$

$$A_{t \min} = \frac{5 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{12 f_{yt}} - \left( \frac{A_t}{s} \right) P_h \frac{f_{yv}}{f_{yt}}$$

$$A_{t \min} = \frac{5 \sqrt{25} \times 315 \times 10^3}{12 \times 400} - 0.757 \times 1932 = 178 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_t = 1463 \text{ mm}^2$$

$$\text{Spacing} \leq 300 \text{ mm}$$

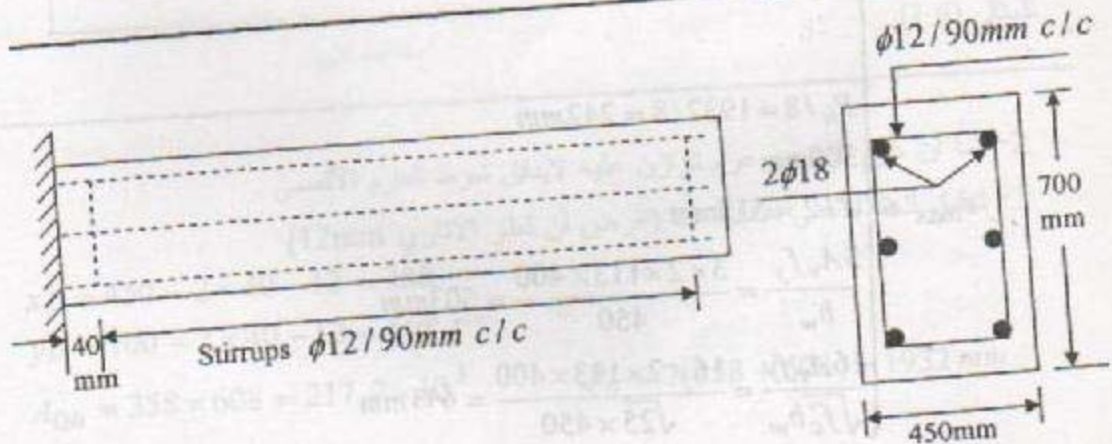
$$A_b = \frac{1463}{6} = 244 \text{ mm}^2$$

إذا استخدمنا ثلاث طبقات فإن مساحة القضيب تساوي

استخدم (3) طبقات من الحديد أي (6) قضبان قطر (18 mm) .

7- يتم وضع أول اترية على بعد (40 mm) من وجه الممسد ولأن اللي ثابت وتغير القص

قليل فإن المسافة البينية لباقي الاتاري تكون ثابتة وتساوي (90 mm) . والشكل (8.6) يوضح تسليح اللي والقص .



شكل (8.6)

تفاصيل تسليح اللي والقص للعتبة في المثال (1.6)

## مثال 2.6

عتبة طول فضاؤها (8 m) موضحة في الشكل (9.6) تحمل بلاطة تصب معها مسوية ، المسافة من نهاية البلاطة إلى مركز العتبة تساوي (1.8 m) . الحمل الحي يساوي  $(2.4 \text{ KN/m}^2)$  وهو موزع بانتظام على سطح البلاطة والعتبة و  $(13 \text{ KN/m})$  على امتداد خط مركز العتبة أما الحمل الميت فيشمل وزن البلاطة والعتبة . العمق الفعال للعتبة (550 mm) والمسافة من وجه العتبة إلى مركز الاتاري (45mm) . صمم حديد القص والتي باستخدام  $f_y = 400 \text{ Mpa}$   $f_c' = 35 \text{ Mpa}$

الحل:-

الحمل المسلط من البلاطة على متر طول من العتبة

$$W_{us} = 1.2(1.65 \times 0.15 \times 24) + 1.6 \times 1.65 \times 2.4 = 13.46 \text{ KN/m}$$

الحمل المسلط على العتبة بسبب وزنها والحمل الحي عليها

$$W_{ub} = 1.2(0.3 \times 0.6 \times 24) + 1.6(0.3 \times 2.4 + 13) = 27.14 \text{ KN/m}$$

$$W_u = 13.46 + 27.14 = 40.6 \text{ KN/m}$$

$$13.46 \times \left( \frac{1.65}{2} + 0.15 \right) = 13.12 \text{ KN.m/m} \quad \text{عزم اللي المسلط على وحدة الطول}$$

$$T_{ud} = 52.48 - 13.12 \times 0.55 = 45.26 \text{ KN.m}$$

$$V_{ud} = 162.4 - 0.55 \times 40.6 = 140 \text{ KN}$$

والآن نتبع الخطوات الخاصة بتصميم القص والتي :-

1- نتحقق إهمال تسليح اللي .

$$A_{cp} = 300 \times 600 + 450 \times 150 = 247.5 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times 600 + 2 \times 750 = 2700 \text{ mm}$$

$$T_{u \min} = 0.75 \left( \frac{1}{12} \right) \sqrt{35} \frac{(247.5 \times 10^3)^2}{2700} \times 10^{-6} = 8.4 \text{ KN.m}$$

$$T_{ud} = 45.26 > 8.4$$

بما إن

عليه نأخذ تأثير اللي بنظر الاعتبار

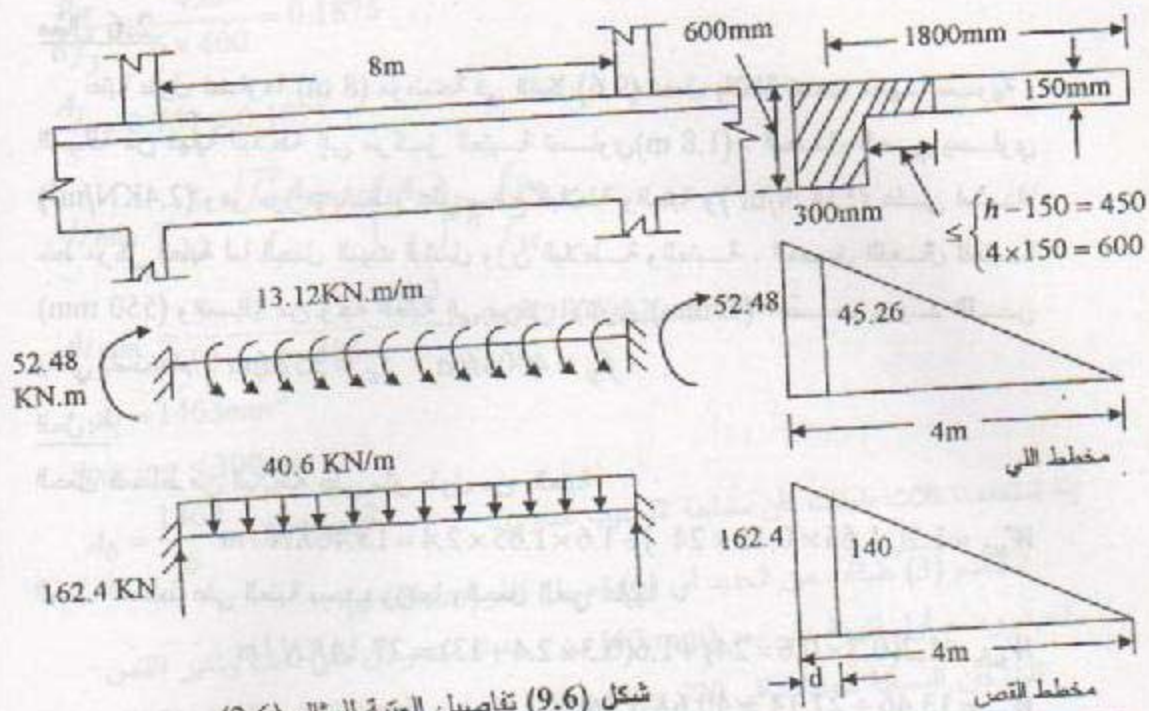
2- بما إن العزم عزم توازن عليه لا يتحقق شرط العزم الأقصى

3- تدقيق الحد الأعلى لاجهادات اللي والقص

لقد تم إضافة الجناح للعتبة في تدقيق إهمال اللي أعلاه أما لباقي الحسابات فيؤخذ الجزء

المستطيل فقط حيث سيتم تسليح هذا الجزء فقط ضد اللي والقص .





$$A_t = \frac{T_u s}{2\phi A_o f_{yv}} = \frac{45.26 \times 10^6 s}{2 \times 0.75 \times 91 \times 10^3 \times 400} = 0.829s$$

$$\phi V_c = 0.75 \left( \frac{1}{6} \right) \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{0.75}{6} \sqrt{35} \times 300 \times 550 \times 10^{-3} = 122 \text{ KN}$$

$$\phi V_s = V_{ud} - \phi V_c = 140 - 122 = 18 \text{ KN}$$

$$V_s = 24 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{V_s s}{f_{yv} d} = \frac{24 \times 1000 s}{400 \times 550} = 0.109s$$

إذا استخدمنا اناري قطر (12) فإن  $2A_b = 226 \text{ mm}^2$  عليه فإن :-

$$2A_t + A_v = 226$$

$$2 \times 0.829s + 0.109s = 226 \quad \therefore s = 128 \text{ mm}$$

عملياً استخدم  $s = 120 \text{ mm}$

5- وحيث إن  $\phi V_s < 2\phi V_c$  فإن المسافات العظمى لللاتاري تكون كما يلي :-

$$s_{\max} \leq \begin{cases} Ph/8 = \frac{1440}{8} = 180 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \\ \frac{d}{2} = \frac{550}{2} = 275 \text{ mm} \\ \frac{3A_v f_{yv}}{b_w} = 3 \times 2 \times 113 \times \frac{400}{300} = 904 \text{ mm} \\ \frac{16A_v f_{yv}}{\sqrt{f'_c} b_w} = \frac{16 \times 2 \times 113 \times 400}{\sqrt{35} \times 300} = 815 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\therefore s_{\max} = 180 \text{ mm} > 120 \text{ mm}$$

∴ المسافة من وجه الممسد إلى المقطع الحرج تسليح باتاري  $\phi 12 / 120 \text{ mm}$

على أن أول اثرية توضع على بعد (60 mm) من وجه الممسد .



## 6- حديد التسليح الطولي :

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}}$$

$$A_l = 0.829 P_h = 0.829 \times 1440 = 1194 \text{ mm}^2$$

$$A_{l \min} = \frac{5}{12} \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}}{f_{yl}} - \left( \frac{A_t}{s} \right) P_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}}$$

$$\frac{A_t}{s} = 0.829 > \frac{300}{6 \times 400}$$

$$\therefore A_{l \min} = \frac{5}{12} \sqrt{35} \frac{247.5 \times 10^3}{400} - 0.829 \times 1440 = 331 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_l = 1194 \text{ mm}^2 > A_{l \min}$$

المسافات بين الحديد الطولي يجب أن لا تقل عن (300mm) ، عليه نضع ثلاث طبقات

$$\frac{1194}{6} = 199 \text{ mm}^2$$

نستخدم (16mm) ، أي أن الحديد الطولي يصبح 6φ16

نضع اثنتان في الوسط ونضيف اثنتان إلى حديد تسليح الانحناء العلوي واثنتان إلى حديد تسليح الانحناء السفلي .

## 7- حساب مسافات التسليح :-

بالنسبة لتسليح القص يتم إهماله عندما

$$V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$$

أي عندما  $V_u \leq 61 \text{ KN}$  ويمكن إيجاد بعد النقطة عن وجه المسند من التوازن .

$$162.4 - 40.6x = 61$$

$$\therefore x = 2.5 \text{ m}$$

$$T_u \leq T_{u \min} = 8.4 \text{ KN.m}$$

$$52.48 - 13.12x = 8.4$$

$$\therefore x = 3.36$$

على أن الكود يتطلب مد الحديد مسافة  $(b_f + d)$  بعد النقطة النظرية أعلاه أي مسافة (760mm) وبذا تكون مسافة تسليح اللي مساوية إلى (4.12m) من وجه المسند أي أنها

تتجاوز منتصف العتبة وهذا يعني أن كل فضاء العتبة يجب أن يسلم ضد اللي .

والآن نجد المسافة التي نستخدم فيها معادلات اللي والقص وهي المسافة من وجه المسند حتى النقطة التي عندها  $V_u = \phi V_c$  وكما يلي :-

من توازن القوى فإن :-

$$162.4 - 40.6x = 122 \quad \therefore x = 1m$$

ولأيجاد النقطة التي بعدها نسلح بالحد الأدنى ( $s=180mm$ ) فإننا نحسب المسافة البيئية للأتاري على بعد ( $1m$ ) من وجه المسند أي عند النقطة التي بعدها نستخدم معادلة اللي وكما يلي :-

$$T_u = 52.48 - 13.12 = 39.36 KN.m$$

$$s = \frac{2\phi A_o A_t f_y}{T_u} = \frac{2 \times 0.75 \times 91 \times 10^3 \times 113 \times 400}{39.36 \times 10^6} = 157 mm$$

هذه المسافة أقل من المسافة القصوى ( $s=180mm$ ). أي أن نقطة التسليح بالحد الأدنى تقع بعد نقطة استخدام معادلة اللي ويمكن حساب موقعها كما يلي :-

$$A_t = \frac{T_u s_{max}}{2 \times 0.75 \times 91 \times 10^3 \times 400} = 3.3 \times 10^{-6} T_u$$

$$A_t = 3.3 \times 10^{-6} T_u = 113$$

$$\therefore T_u = 34.24 \times 10^6 N.mm = 34.24 KN.m$$

$$52.48 - 13.12x = 34.24$$

$$x = 1.39m$$

ومن توازن القوى فإن  
المسافة التي بعدها نسلح بالحد الأدنى  
ولأن البعد بين نقطة التسليح بالحد الأدنى والمقطع الحرج قليل عليه لاداعي لتغيير المسافات البيئية بين هذه النقطة والمقطع الحرج .  
وبذا تكون المسافات البيئية كما يلي :-

1- واحدة على بعد 60mm من وجه المسند

2- عدد الاتاري لحد نقطة التسليح بالحد الأدنى

استخدم (11) أتربة المسافة بينها (120mm)

3- وبذا تكون مسافة التسليح

العدد إلى منتصف العتبة

استخدم

والشكل (10.6) يوضح مخطط التسليح .

$$n = \frac{1390 - 60}{120} = 11$$

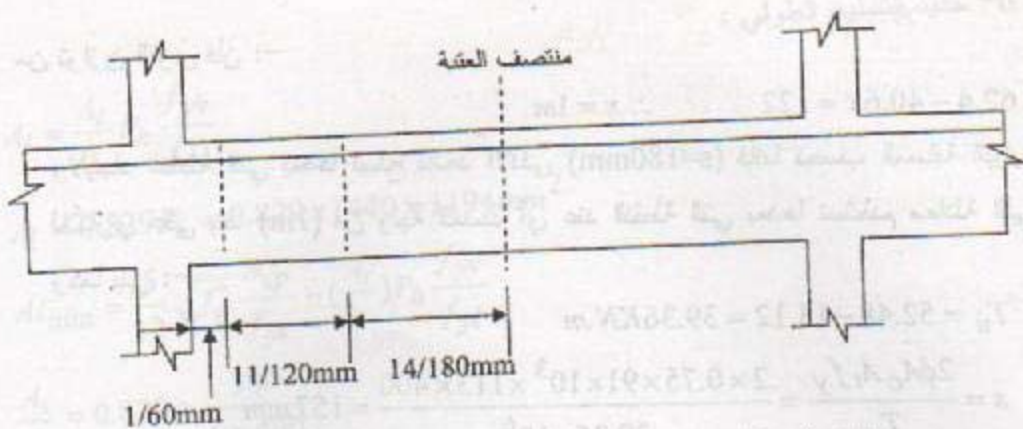
$$use 11 \phi 12 / 120mm c/c$$

$$60 + 11 \times 120 = 1380mm$$

$$n = \frac{4000 - 1380}{180} = 14.55$$

$$14 \phi 12 / 180mm c/c$$

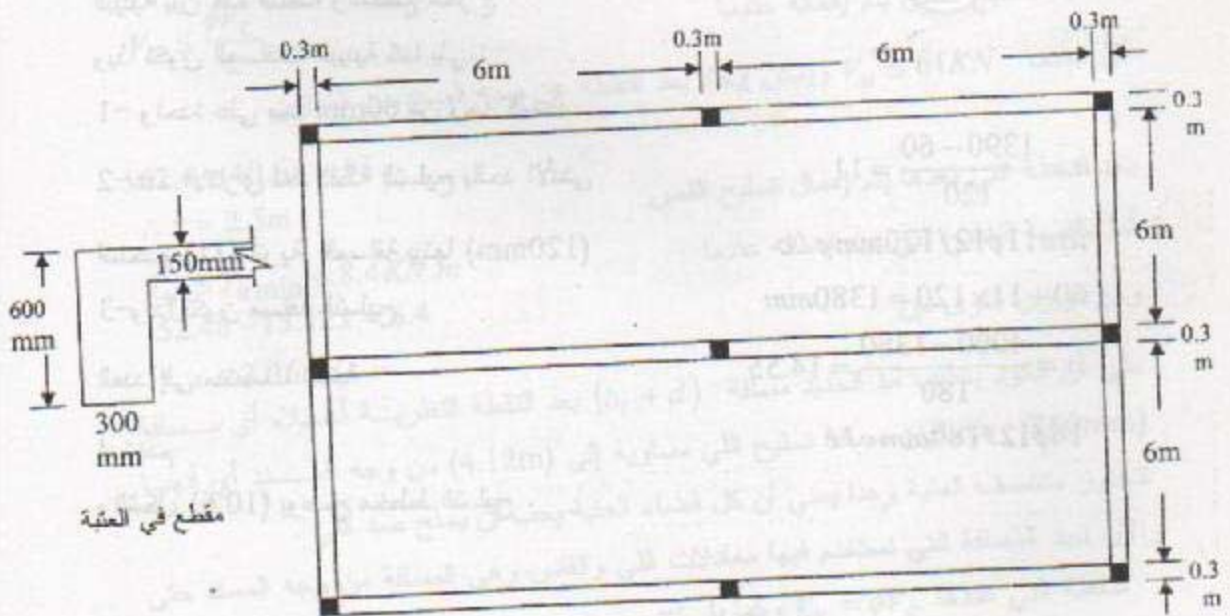




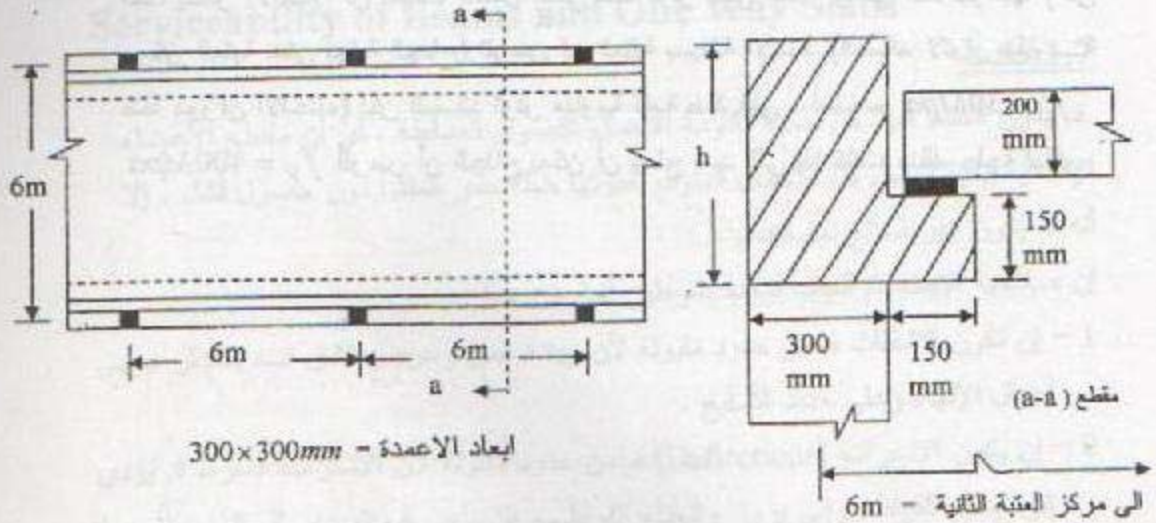
شكل (10.6) تفاصيل تسليح القص واللي للعتبة في المثال (2.6)

### مسائل

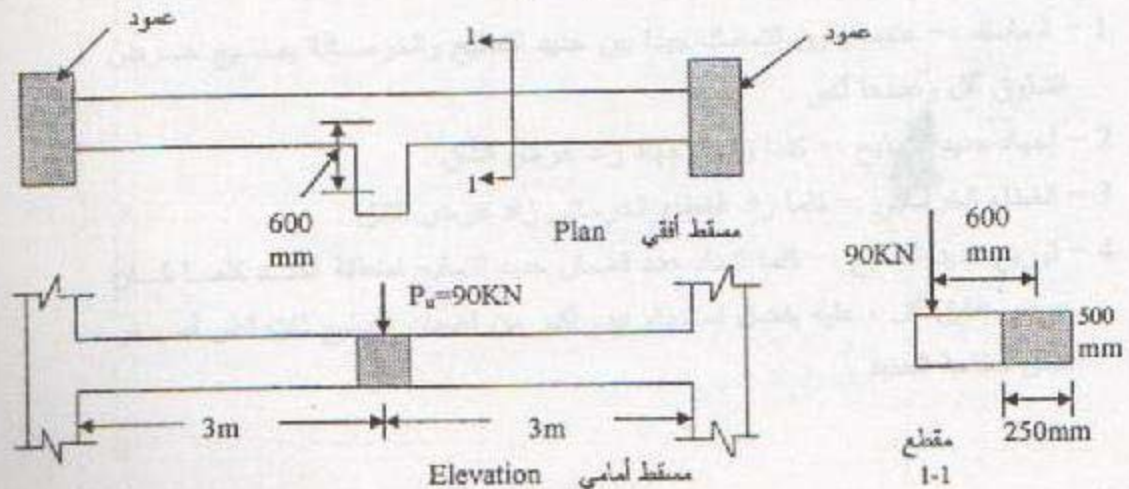
1.6 صمم العتبة الخارجية بالاتجاه الطويل والتي تسند بلاطة باتجاه واحد كما في الشكل أدناه لمقاومة اللي والقص . بالإضافة إلى الوزن الذاتي للبلاطة هناك حمل ميت إضافي مقداره  $1 \text{ KN/m}^2$  أما الحمل الحي فهو يساوي  $2 \text{ KN/m}^2$  ، سمك البلاطة  $150 \text{ mm}$  .  
 $f'_c = 20 \text{ Mpa}$   $f_y = 300 \text{ Mpa}$  أهمل تسليح الجناح ضد اللي ، واعتبر أن الأعمدة توفر مقاومة تامة ضد اللي للعتبة. للتحليل يتم اخذ شريحة بعرض متر واحد وإيجاد العزم والقص في نهايتها حسب معاملات الكود .



2.6 البلاطة في الشكل أدناه تستند على العتبة مسبقة الصب (precast beam) . المطلوب إيجاد أقل ارتفاع للعتبة بحيث يتم إهمال تسليح اللي إذا كان الحمل الميت الإضافي على البلاطة يساوي  $(1.5 \text{ KN/m}^2)$  والحمل الحي يساوي  $2 \text{ KN/m}^2$  و  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  ،  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$  الأعمدة توفر مقاومة تامة ضد لي العتبة .

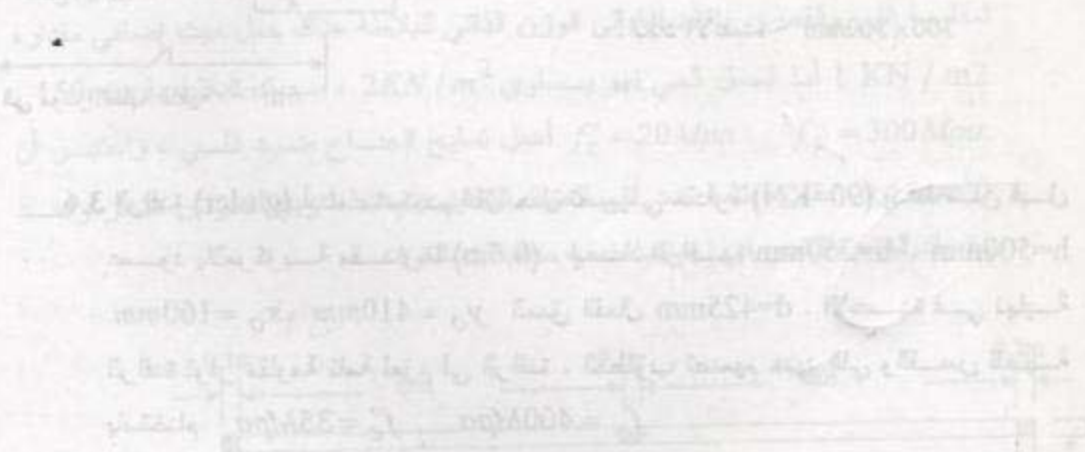


3.6 الرافدة (girder) أدناه ، تستخدم لنقل حمل تصميمي مقداره (90 KN) يسقط من قبل عمود بلامركزية مقدارها (0.6m) . أبعاد الرافدة  $h=500 \text{ mm}$  ،  $b=250 \text{ mm}$  .  $y_o = 410 \text{ mm}$  ،  $x_o = 160 \text{ mm}$  العمق الفعال  $d=425 \text{ mm}$  . الأعمدة في نهاية الرافدة توفر مقاومة تامة لعزم لي الرافدة . المطلوب تصميم حديد اللي والقص للعتبة باستخدام  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  ،  $f'_c = 35 \text{ Mpa}$





4.6 عتبة جاهزة ( مسبقة الصب ) على شكل (T) تستخدم كجسر على طريق قصير فضاءه (10m) إبعاد العتبة هي  $(b=1200mm)$  ،  $b_w = 250mm$  ،  $h_f = 125mm$  ،  $d = 500mm$  ،  $h = 625mm$  ، الحمل الميت الخدمي الإضافي يساوي  $(7KN/m)$  . أما الحمل الحي الخدمي فهو يساوي  $20KN/m$  . صمم العتبة لمقاومة القص واللي . أخذاً بنظر الاعتبار أن نصف الحمل الحي فقط يؤثر على العتبة وعلى أحد جوانبها ( من مركز العتبة حتى نهاية الجناح) افرض إن العتبة بسيطة الإسناد (المساند لا توفر مقاومة ضد دوران الانحناء) لكن المساند توفر مقاومة تامة ضد اللي . استخدم  $f'_c = 30Mpa$  ،  $f_y = 400Mpa$  افرض أن الجناح يمكن أن يسلم ضد اللي إذا كانت هناك حاجة لذلك.



## صلاحية الاستخدام للعتبات والبلاطات باتجاه واحد

### Serviceability of Beams and One Way Slabs

#### 1.7 مقدمة

قد يكون المنشأ آمناً من ناحية مقاومة الأحمال القصوى المسلحة . أي أن مقاطع الأعضاء الإنشائية كافية لتحمل كل الأحمال المتوقعة حدوثها طيلة عمر المنشأ دون حصول فشل ، إلا أنه قد يكون غير صالح للاستخدام .

إن صلاحية الاستخدام للمنشأ تتحدد بشرطين أساسيين هما :-

- 1 - إن تكون التشققات ضمن حدود مقبولة لأن زيادة عمق وعرض الشق قد يؤثر على أعمال الإنهاء وعلى حديد التسليح .
- 2 - إن يكون الانحراف (Deflections) ضمن حدود مقبولة لأن الانحراف المفرط قد يؤدي إلى تهشيم القواطع وإلى بروز وانحناء القواطع الزجاجية والمعدنية وإلى هبوط الأرضيات واختراز المكائن وقد يسيء إلى مظهر البناية معطياً فكرة خاطئة لساكنيها عن سلامة البناية وأمنها .

#### 2.7 السيطرة على التشققات (Control of Cracking)

تحدث التشققات بسبب المقاومة الضعيفة للخرسانة للشد ويجب أن تحدد بقيم قصوى لتلا تؤثر على مظهر البناية وتؤدي إلى تآكل حديد التسليح .

من النقاط التي يعتمد عليها عرض الشق:-

- 1 - التماسك :- عندما يكون التماسك جيداً بين حديد التسليح والخرسانة يصبح عرض الشقوق أقل وعددها أكبر .
- 2 - إجهاد حديد التسليح :- كلما زاد الإجهاد زاد عرض الشق .
- 3 - الغطاء الخرساني :- كلما زاد الغطاء الخرساني زاد عرض الشق .
- 4 - توزيع حديد التسليح :- كلما ازداد عدد قضبان حديد التسليح لمنطقة الشد كلما كان عرض الشق أقل ، عليه يفضل استخدام عدد أكبر من قضبان التسليح ذات قطر أصغر لنفس مساحة الحديد .



يقدر عرض الشق كما يلي :-

$$w = 11 \times 10^{-6} \beta f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (1.7)$$

حيث :

$w$  = عرض الشق (mm) .

$\beta$  = النسبة بين المسافة من ليف الشد إلى محور التعادل إلى المسافة من مركز حديد

التسليح إلى محور التعادل =  $\frac{h_2}{h_1}$  (لاحظ الشكل 1.7)

$f_s$  = إجهاد الحديد تحت تأثير الأحمال الخدمية بوحدة (Mpa) .

$d_c$  = سمك الغطاء الخرساني من ليف الشد إلى مركز القضيب الأقرب (mm) .

$A$  = مساحة الشد المؤثرة للخرسانة حول قضبان التسليح والتي لها نفس مركز الحديد

مقسومة على عدد القضبان ( $mm^2$ ) .

$11 \times 10^{-6}$  = ثابت عملي بوحدة (Mpa) .

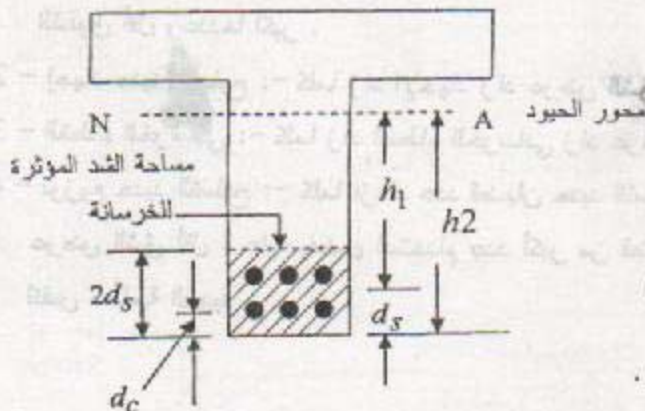
$f_s$  و  $\beta$  تحسبان بطريقة إجهادات التشغيل ويسمح الكود بأخذ  $\beta = 1.2$

$f_s = 0.6 f_y$  عند عدم تحليل المقطع .

لا يوجد تحديد لعرض الشق في الكود لكن أحد لجان الكود (ACI Committee 224)

تضع حداً أقصى لعرض الشق للأعضاء الخرسانية وحسب البيئة المحيطة بالعضو وكما هو

مدرج في الجدول (1.7)



شكل (1.7)

الأبعاد المستعملة في معادلة (1.7)

جدول (1.7) :- الحدود المسموح بها لعرض الشق للأعضاء الخرسانية .

نوع البيئة المحيطة بالعضو الإنشائي	أقصى عرض مسموح للشق (mm)
هواء جاف	0.41
جو رطب أو تربة	0.31
مواد كيميائية	0.18
ماء البحر أو رذاذ ماء البحر	0.15
منشآت إسناد الماء	0.10

ولأجل تقليل عرض الشقوق فإن الكود يشترط توزيع القضبان بصورة جيدة في منطقة الشد وأن لا تزيد المسافة بين مراكزها عن القيمة المحددة بالمعادلة التالية (ACI 10.6.4) :-

$$s = \frac{95000}{f_s} - 2.5C_c \leq 300(252/f_s) \dots \dots \dots (2.7)$$

حيث

$f_s$  = إجهاد الحديد ويحسب بطريقة إجهادات التشغيل ويسمح الكود باعتماد قيمته مساوية إلى  $(0.6f_y)$  .

$C_c$  = الغطاء الصافي من وجه الشد إلى حديد التسليح .

### مثال 1.7

العتبة على شكل (T) الموضحة في الشكل (2.7) يسلط عليها عزم خدمي مقداره (661KN.m) حدد عرض الشق المتوقع . ثم حدد هل أن تفاصيل التسليح صالحة حسب متطلبات التشقق علما ان العتبة معرضة إلى جو رطب ، استخدم  $n = 8$  ،  $f_y = 400Mpa$  ، الغطاء الخرساني من الجوانب (40mm) حديد القص المستخدم (10mm) .

الحل

$$A_s = 4826mm^2 \quad nA_s = 38608mm^2$$

نأخذ العزوم حول محور الحيود .

$$(450)(150)(x - 75) + 300 \frac{x^2}{2} = 38608(650 - x)$$





أما الحد الأقصى المحدد بالكود فهو :-

$$s \leq \begin{cases} \frac{95000}{235} - 2.5(54) = 269 \text{ mm} \\ \frac{300 \times 252}{f_s} = 322 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\therefore s = 269 \text{ mm}$$

بما إن المسافة بين مراكز التسليح أقل من الحد الأقصى عليه فإن تفاصيل التسليح صالحة حسب متطلبات الكود

### 3.7 السيطرة على الانحراف Deflection Control

يمكن السيطرة على الانحراف بطريقتين :

الطريقة الأولى : تحديد ارتفاع أدنى للمقطع : بالنسبة للعتبات والبلاطات باتجاه واحد والتي لاتحمل أعضاء غير إنشائية يحتمل إن تتلف بالانحرافات فإن متطلبات الانحراف يمكن تحقيقها بوضع حد أدنى لارتفاع المقطع لايحوز استخدام ارتفاع أقل منه إلا إذا تم حساب الانحراف بالطريقة الموضحة لاحقاً ومقارنتها مع الحدود المسموح بها .  
والجدول التالي يوضح الارتفاع الأدنى للمقطع كنسبة من طول الفضاء وهذه النسب تعتمد على نوع العضو الإنشائي ونوع المسند (ACI 9.5.2.1) :-

جدول 2.7 :- الارتفاع الأدنى للعتبات والبلاطات باتجاه واحد .

ناتئة Cantilever	مستمر من النهايتين Both - end Continuous	مستمر من جانب واحد One - end Continuous	ارتكاز بسيط Simply Supported	نوع المسند
				نوع العضو
L/10	L/28	L/24	L/20	بلاطات باتجاه واحد
L/8	L/21	L/18.5	L/16	عتبات أو بلاطات مضلعة باتجاه واحد



تستعمل القيم المدرجة في الجدول أعلاه للأجزاء المكونة من خرسانة عادية لها كثافة بحدود  $(2300 \text{ kg/m}^3)$  وحديد باجهاد خضوع  $(f_y = 400 \text{ Mpa})$  وللحالات الأخرى يجب أن تعدل القيم كما يلي :-

- أ - للخرسانة خفيفة الوزن فالقيم يجب أن تضرب بالمعامل  $(0.0003w_c - 1.65)$  بحيث لا يقل المعامل عن  $(1.09)$  حيث أن  $(w_c)$  تساوي كثافة الخرسانة بوحدة  $(\text{kg/m}^3)$ .
- ب - إذا كانت  $(f_y)$  تختلف عن  $(400 \text{ Mpa})$  فالقيم يجب أن تضرب بالمعامل  $(0.4 + f_y / 700)$ .

الطريقة الثانية :- تحديد الانحرافات المحتملة (Limiting Computed Deflections):

إذا كانت العتبات أو البلاطات باتجاه واحد تحمل قواطع أو أي أجزاء أخرى يحتمل أن تتلف بالانحرافات أو تلك التي لا تتحقق فيها متطلبات الارتفاع الأدنى حسب الجدول (2.7) فإن الانحرافات يجب أن تحتسب كما سنوضح لاحقاً على أن لا تتجاوز الحدود القصوى التي يحددها الكود والتي تعتمد على كون المنشأ يحمل أو يتصل بأجزاء غير إنشائية أم لا وعلى احتمال تأثر هذه الأجزاء بالانحراف أم لا ..

إن هذه الحدود يمكن تلخيصها كما يلي  $(ACI 9.5.2.6)$  :-

بالنسبة للمقوف والأرضيات التي لا تحمل أو لا تتصل بأجزاء غير إنشائية يمكن أن تتلف بالانحرافات الكبيرة فإن الانحراف الناتج عن الحمل الحي يجب أن لا يزيد عن :-

$$\text{أ- للسطوح المستوية} = L / 180$$

$$\text{ب- للأرضيات} = L / 360$$

أما بالنسبة للسطوح والأرضيات التي تحمل أو تتصل بأجزاء غير إنشائية فإن الانحراف الناتج بعد وضع الأجزاء غير الإنشائية (مجموع الانحراف طويل الأمد للأحمال المسطحة باستمرار والانحراف الفجائي لأي زيادة في الاحمال الحية) يجب أن لا يزيد عن :-

$$\text{أ- عندما تكون الأجزاء غير الإنشائية معرضة للتلف بسبب الانحرافات} = L / 480$$

$$\text{ب- عندما تكون الأجزاء غير الإنشائية غير معرضة للتلف بسبب الانحرافات} = L / 240$$

L = المسافة بين مراكز المساند ، ولأعضاء بسيطة الإسناد فإنه يساوي الفضاء الصافي مضاف إليه عمق العضو على أن لا يزيد عن المسافة بين مراكز المساند.

### إجهادات التماسك وأطوال التثبيت

### Bond Stresses and Development Length

#### 1.8 مقدمة :-

في الفصول السابقة بحثنا تصميم المقاطع الخرسانية تحت تأثير اللي والانحناء والقص ولم نتطرق إلى المسافة التي يجب أن يمد بها الحديد الطولي باتجاه محور العتبة ، كذلك لم نتطرق إلى النقاط التي يمكن فيها قطع أو ثني حديد التسليح أو تداخل الحديد عندما لا يكفي الطول المتوفر . كل هذه النقاط سيتم بحثها في هذا الفصل .

في المقاطع الحرجة (السالبة والموجبة) للعتبة يتم حساب كميات الحديد على أساس أن الحديد يصل إلى إجهاد الخضوع ( $f_y$ ) وبذلك تتولد على القضبان قوة سحب مقدارها يساوي حاصل ضرب مساحة المقطع في إجهاد الحديد . هذه القوة يتم مقاومتها بإجهادات تتوزع على المساحة السطحية للقضيب تسمى إجهادات التماسك لأنها ناتجة عن التماسك بين الخرسانة والحديد . وهنا يجب توفير طول مناسب للحديد بحيث تكون هذه الإجهادات أقل من الحد المسموح به (أي أقل من مقاومة التماسك) حتى لا يحصل فشل بسبب التماسك بين الخرسانة والحديد وهذا الطول يسمى طول التثبيت (Development length) .

#### 2.8 إجهادات التماسك للقضبان الملساء Bond Stresses for Plain Bars

في العتبات المسلحة بقضبان ملساء فإن التماسك يكون بسبب التلاصق الكيماوي والاحتكاك وتكون مقاومة التماسك قليلة وبذلك يحصل الانزلاق بين القضبان والخرسانة تحت تأثير أحمال قليلة . لأجل معالجة ذلك يتم عمل عكفات (كلاليب) لنهايات القضبان وبذلك يتم مقاومة الأحمال بالفعل المقوس للعتبة حيث تتحمل القضبان قوى الشد بينما تتحمل الخرسانة قوى الانضغاط بشكل مقوس . وهنا يكون الإجهاد للقضبان ثابت وقيمته تساوي

$$f_s = \frac{T}{\sum A_b} = \frac{M_{max}}{Z \sum A_b} \dots \dots \dots (1.8)$$

حيث  $\sum A_b$  = مجموع مساحات القضبان . والشكل (1.8) يوضح الفعل المقوس لعتبة مسلحة بقضبان ملساء



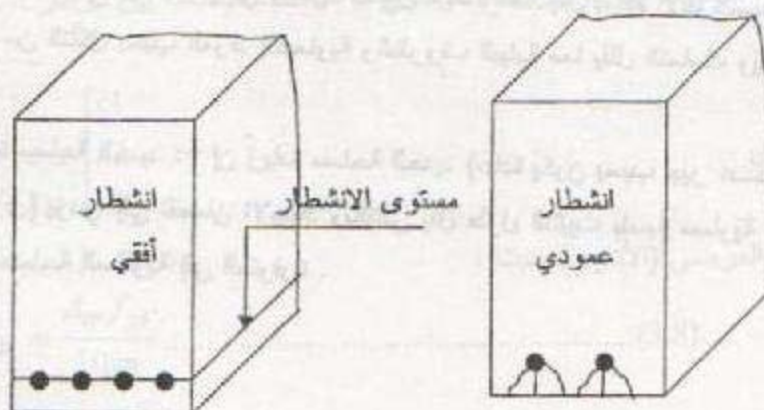


شكل (1.8)

الفعّل المقوس لعتبة مسلحة بقضبان ملساء

### 3.8 إجهادات التماسك وأطوال التثبيت للقضبان المشوهة ( Deformed Bars )

تختلف طبيعة الفشل في حالة العتبات المسلحة بقضبان مشوهة عن حالة القضبان الملساء ففي حالة القضبان الملساء يتم الفشل بالانزلاق بين الخرسانة والحديد ، بينما يكون على الأغلب في حالة استخدام القضبان المشوهة بالانشطار العمودي أو الأفقي (splitting) والناتج عن فعل الاسفين (Wedging action) للحزوز الخاصة بالحديد .  
فالحديد يؤثر على الخرسانة المحيطة به بقوة مائلة بسبب الحزوز تحلل إلى قوتين أفقية تحاول دفع الخرسانة وجعلها تنقل بالانزلاق وعمودية تحاول دفع الخرسانة وجعلها تنقل بالانشطار. ويكون الانشطار إما أفقياً أو عمودياً اعتماداً على المسافة بين القضبان وسمك الغطاء . ففي حالة القضبان المتقاربة والغطاء السميك يتم الانشطار بتكون مستوى أفقي وانفصال الخرسانة ، أما في حالة القضبان المتباعدة وسمك غطاء قليل فيتم الانشطار عمودياً .  
نوعي الانشطار موضحان في الشكل (2.8).



شكل (2.8)

فشل الانشطار

#### 4.8 طول التثبيت والعوامل المؤثرة عليه .

طول التثبيت يعرف بأنه طول القضيب الأدنى اللازم لتوليد إجهادات تماسك تكفي لمقاومة القوة في قضيب التسليح بحيث لا يحدث فشل الانزلاق أو الانشطار ويرمز له  $(\ell_d)$  عند المقاطع الحرجة وهي وجه المسند للحديد السالب وعند أو قرب منتصف الفضاء للحديد الموجب فإن الحديد يصمم على أساس وصوله إلى الإجهاد الأقصى  $(f_y)$  . عليه فإن القوة المسلطة على القضيب هي  $(A_b f_y)$  . هذه القوة يجب أن تنتقل إلى الخرسانة على امتداد المسافة من المقطع الحرج إلى النهاية الحرة للقضيب . ويتم الانتقال على شكل إجهادات تماسك تتوزع على المساحة السطحية للقضيب ، فإذا كان الطول المتوفر من المقطع الحرج إلى النهاية الحرة أكبر أو يساوي  $(\ell_d)$  فلن يحدث القشل بالتماسك . وبالعكس إذا كان الطول المتوفر أقل من  $(\ell_d)$  فالقشل يكون بالتماسك .

إن العوامل المؤثرة على طول التثبيت هي :

أ - مقاومة الخرسانة للشد :- حيث إن القشل بالتماسك يحدث على الأكثر بالانشطار عليه فإن مقاومة الخرسانة للشد تكون ذات تأثير على طول التثبيت ولذلك نجد العامل  $\sqrt{f'_c}$  واضحاً في تعبير طول التثبيت حسب المعادلات الموضحة في الفقرة اللاحقة إذ إن مقاومة الشد تتناسب مع  $\sqrt{f'_c}$  . عليه كلما زادت مقاومة الشد كلما قل طول التثبيت.

ب - سمك الغطاء الخرساني :- عند زيادة سمك الغطاء ستزداد المقاومة لقعل الاسفين وبالتالي نقصان طول التثبيت .

ج - التسليح العرضي :- إن وجود الأتاري يحسن من مقاومة الخرسانة للانشطار الأفقي والعمودي وبالتالي يقلل من طول التثبيت .

د - موقع القضبان :- عند كون القضبان أعلى العتبة قد تتكون تجاويف تقلل التماسك وبالتالي تزيد من طول التثبيت .

هـ - أكساء للقضبان :- يتم في بعض الأحيان أكساء القضبان بمادة الايبوكسي (Epoxy) لمنعها من التآكل بسبب المواد الكيماوية والظروف البيئية مما يقلل التماسك ويزيد من طول التثبيت .

و - زيادة مساحة الحديد :- إن زيادة مساحة الحديد (عادة يكون بسبب جبر عند القضبان الكسرى) يؤدي إلى نقصان الإجهاد وبالتالي يقل طول التثبيت بنسبة مساوية إلى النسبة بين المساحة المطلوبة إلى المتوفرة .



ز - وجد إن استخدام قضبان ذات أقطار صغيرة يؤدي إلى نقصان طول التثبيت الذي يتم إيجاده باستخدام المعادلات الخاصة بالقضبان ذات الأقطار الكبيرة .  
جميع العوامل أعلاه أخذت بنظر الاعتبار من قبل الكود عند اشتقاق معادلة طول التثبيت الموضحة في الفقرة أدناه .

### 5.8 طول التثبيت لقضبان الشد

#### Development Length for Tension Reinforcement

أ- المعادلة الأساسية (ACI 12.2.3)

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9}{10} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \beta \lambda \gamma}{\left( \frac{c + k_{tr}}{d_b} \right)} \quad (2.8)$$

حيث :

$\alpha$  = معامل موقع القضيب = 1.3 للحديد العلوي (الذي يكون تحته أكثر من 300 mm

خرسانة ) = 1.0 لباقي الحالات

$\beta$  = معامل الأكساء = 1.5 للقضبان التي تغطي باللايوكسي بغطاء خرساني أقل من  $3d_b$

والمسافة الصافية بين القضبان أقل من  $6d_b$

= 1.2 لباقي حالات الأكساء باللايوكسي .

= 1.0 للقضبان غير المكساء .

على أن يتحقق الشرط التالي بالنسبة لحاصل ضرب المعاملين أعلاه  $\alpha\beta \leq 1.7$

$\gamma$  = معامل حجم القضيب = 0.8 للقضبان بقطر (20mm) فأقل .

= 1.0 للقضبان بقطر (22mm) فأكثر .

$\lambda$  = معامل الزكام الخفيف = 1.3 للخرسانة ذات الزكام الخفيف .

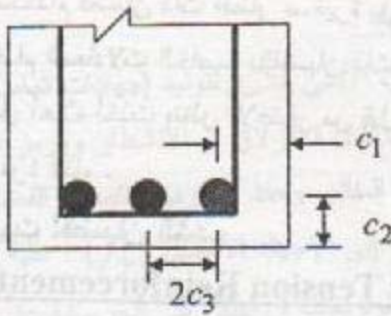
= 1.0 للخرسانة الاعتيادية .

$c$  = المسافة من مركز القضيب إلى أقرب سطح خرساني أو منتصف المسافة بين مراكز القضبان أيها أقل .

ومن الشكل (3.8) فإن  $c \leq \begin{cases} c1 \\ c2 \\ c3 \end{cases}$

$k_{tr}$  = معامل الحديد العرضي (الأتاري) حيث :

$$k_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{10sn} \quad (3.8)$$



شكل 3.8

تعريف المعامل c

والرموز تعني  $2A_b = A_{tr}$  للأتاري على شكل L

$4A_b =$  للأتاري على شكل LL

$f_y =$  إجهاد الخضوع للأتاري

$s =$  أقصى مسافة بين الأتاري على امتداد  $\ell_d$

$n =$  عدد القضبان لحديد تسليح الانحناء

على أن يتحقق الشرط التالي :

$$\frac{c + k_{tr}}{d_b} \leq 2.5 \dots \dots \dots (4.8)$$

من المعادلة أعلاه : إذا كانت  $c/d_b \geq 2.5$  فإن  $k_{tr} = 0$

ويسمح الكود بأخذ ( $k_{tr} = 0$ ) لتبسيط الحسابات حتى إذا استخدمت الأتاري .

يجب أن لا يقل طول التثبيت المحسوب بموجب المعادلة (2.8) عن (300mm) أي

إن ( $\ell_d \geq 300mm$ ) .

#### ب- المعادلات المبسطة لحساب طول التثبيت (ACI 12.2.2)

يمكن تلخيصها كما يلي :-

الحالة الأولى :- إذا تحقق أحد الشرطين :-

1- إذا كانت المسافة الصافية بين القضبان أكبر أو تساوي قطر القضيب والغطاء الخرساني

الصافي أكبر أو يساوي قطر القضيب وتم استخدام الحد الأدنى من حديد القص .

2- إذا كانت المسافة الصافية بين القضبان أكبر أو تساوي ضعف قطر القضيب والغطاء

الصافي أكبر أو يساوي قطر القضيب .



فان :-

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{3 f_y \alpha \beta \lambda \gamma}{5 \sqrt{f'_c}} \quad (5.8)$$

الحالة الثانية :- إذا لم يتحقق كلا الشرطين أعلاه فإن المعادلة أعلاه تضرب في (1.5) أي أن

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9 f_y \alpha \beta \lambda \gamma}{10 \sqrt{f'_c}} \quad (6.8)$$

وفي كل الأحوال يجب أن لا يقل ( $\ell_d$ ) عن (300mm) .

ج:- التعديل بسبب زيادة مساحة الحديد

عند استخدام تسليح أكثر من المطلوب يتم تعديل طول التثبيت بضرب قيمته في النسبة بين

الحديد المطلوب إلى المتوفر ( $A_s \text{ required} / A_s \text{ provided}$ ) .

ملاحظة :- قد تبدو المعادلات أعلاه معقدة إلا إنها في معظم الحالات يمكن تبسيطها كما

يلي:-

للخرسانة الاعتيادية  $\lambda = 1$  للحديد الأسفل  $\alpha = 1$  للحديد غير المغطى  $\beta = 1$

عليه تكون المعادلات كما يلي :

أ- للحالة الأولى عندما يكون  $d_b \geq 22mm$  فان :-

$$\frac{\ell_d}{d_b} = 0.6 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

وعندما يكون  $d_b \leq 20mm$  تضرب القيمة أعلاه في (0.8)

ب- للحالة الثانية عندما يكون  $d_b \geq 22mm$  فان :

$$\frac{\ell_d}{d_b} = 0.9 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

وعندما يكون  $d_b \leq 20mm$  فان القيمة أعلاه تضرب في (0.8)

فمثلاً عندما تكون  $f_y = 400Mpa$  ،  $f'_c = 30Mpa$  فان :-

$$\frac{\ell_d}{d_b} = 44$$

أ- الحالة الأولى :- للحديد  $d_b \geq 22mm$

$$\frac{\ell_d}{d_b} = 35$$

للحديد  $d_b \leq 20mm$

ب - للحالة الثانية تضرب القيم أعلاه في (1.5).

## الملاحق

### أ- الجداول

#### جدول (1 م)

#### أقطار و أوزان قضبان التسليح بالوحدات العالمية

القطر ( mm )	المساحة ( mm <sup>2</sup> )	الوزن ( kg/m )
6	28	0.222
8	50	0.395
10	79	0.617
12	113	0.888
14	154	1.21
16	201	1.58
18	254	2.00
20	314	2.47
22	380	2.98
25	491	3.85
28	616	4.83
30	707	5.55
32	804	6.31
36	1018	8.00
40	1256	9.846
50	1963	15.40



جدول (2 م)

أقطار و أوزان قضبان التسليح بالوحدات الانكليزية

الوزن ( lb/ft )	المساحة ( in <sup>2</sup> )	رقم القضيب
0.167	0.05	2
0.376	0.11	3
0.668	0.2	4
1.043	0.31	5
1.502	0.44	6
2.044	0.6	7
2.67	0.79	8
3.4	1.00	9
4.303	1.27	10
5.313	1.56	11
7.65	2.25	14
13.6	4	18

### جدول (3 م)

الحدود الدنيا و القصوى لتحديد التسليح

$f_y$ (Mpa)	$f'_c$ (Mpa)	$\beta_1$	$\rho_b$	$\rho_{max}$	$\rho_t$	$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$	$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y}$
300	20	0.85	0.0321	0.0206	0.018	0.0047	0.0037
	25	0.85	0.0401	0.0258	0.0226	0.0047	0.0042
	30	0.85	0.0482	0.031	0.0271	0.0047	0.0046
	35	0.814	0.0538	0.0346	0.0303	0.0047	0.0049
	40	0.779	0.588	0.0378	0.0331	0.0047	0.0053
350	20	0.85	0.0261	0.0177	0.0155	0.004	0.0032
	25	0.85	0.0326	0.0221	0.0193	0.004	0.0036
	30	0.85	0.0391	0.0265	0.0232	0.004	0.0039
	35	0.814	0.0437	0.0296	0.0259	0.004	0.0042
	40	0.779	0.0478	0.0324	0.0284	0.004	0.0045
400	20	0.85	0.0217	0.0155	0.0136	0.0035	0.0028
	25	0.85	0.0271	0.0194	0.017	0.0035	0.0031
	30	0.85	0.0325	0.0232	0.0203	0.0035	0.0034
	35	0.814	0.0363	0.026	0.0228	0.0035	0.0036
	40	0.779	0.0397	0.0284	0.0249	0.0035	0.0039

ملاحظات:

$$1 - \beta_1 = 0.85 \quad \text{for } f'_c \leq 30 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(f'_c - 30) \geq 0.65 \quad \text{for } f'_c > 30 \text{ Mpa}$$

$$2 - \rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$3 - \rho_{max} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_t}, \quad \epsilon_t = 0.004$$

$$4 - \rho_t = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_t}, \quad \epsilon_t = 0.005$$

5- لحساب  $\rho_{min}$  نأخذ أكبر القيمتين من العمود السابق و الثامن و هي القيمة التي تحتها خط



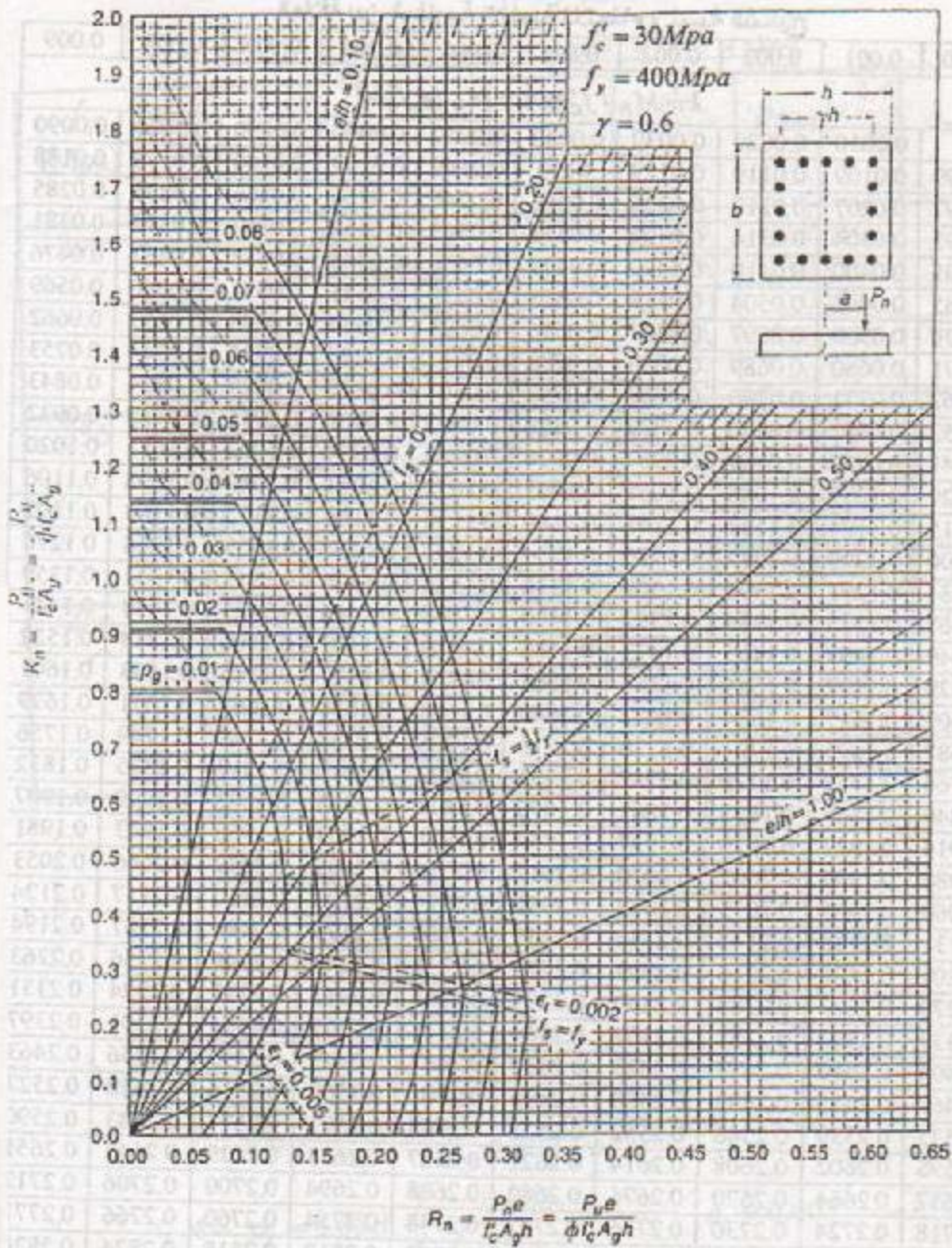
جدول (4م)

العلاقة بين المقاومة الاسمية للاحتواء ونسبة التسليح

$\omega$	0.000	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009
	$k = M_n / f'_c b d^2 = M_u / \phi f'_c b d^2$									
0	0	0.0010	0.0020	0.0030	0.0040	0.0050	0.0060	0.0070	0.0080	0.0090
0.01	0.0099	0.0109	0.0119	0.0129	0.0139	0.0149	0.0159	0.0168	0.0178	0.0188
0.02	0.0197	0.0207	0.0217	0.0226	0.0236	0.0246	0.0256	0.0266	0.0275	0.0285
0.03	0.0295	0.0304	0.0314	0.0324	0.0333	0.0343	0.0352	0.0362	0.0372	0.0381
0.04	0.0391	0.0400	0.0410	0.0420	0.0429	0.0438	0.0448	0.0457	0.0467	0.0476
0.05	0.0485	0.0495	0.0504	0.0513	0.0523	0.0532	0.0541	0.0551	0.0560	0.0569
0.06	0.0579	0.0588	0.0597	0.0607	0.0616	0.0625	0.0634	0.0643	0.0653	0.0662
0.07	0.0671	0.0680	0.0689	0.0699	0.0708	0.0717	0.0726	0.0735	0.0744	0.0753
0.08	0.0762	0.0771	0.0780	0.0789	0.0798	0.0807	0.0816	0.0825	0.0834	0.0843
0.09	0.0852	0.0861	0.0870	0.0879	0.0888	0.0897	0.0906	0.0915	0.0923	0.0932
0.10	0.0941	0.0950	0.0959	0.0967	0.0976	0.0985	0.0994	0.1002	0.1011	0.1020
0.11	0.1029	0.1037	0.1046	0.1055	0.1063	0.1072	0.1081	0.1089	0.1098	0.1106
0.12	0.1115	0.1124	0.1133	0.1141	0.1149	0.1158	0.1166	0.1175	0.1183	0.1192
0.13	0.1200	0.1209	0.1217	0.1226	0.1234	0.1243	0.1251	0.1259	0.1268	0.1276
0.14	0.1284	0.1293	0.1301	0.1309	0.1318	0.1326	0.1334	0.1342	0.1351	0.1359
0.15	0.1367	0.1375	0.1384	0.1392	0.1400	0.1408	0.1416	0.1425	0.1433	0.1441
0.16	0.1449	0.1457	0.1465	0.1473	0.1481	0.1489	0.1497	0.1506	0.1514	0.1522
0.17	0.1529	0.1537	0.1545	0.1553	0.1561	0.1569	0.1577	0.1585	0.1593	0.1601
0.18	0.1609	0.1617	0.1624	0.1632	0.1640	0.1648	0.1656	0.1664	0.1671	0.1679
0.19	0.1687	0.1695	0.1703	0.1710	0.1718	0.1726	0.1733	0.1741	0.1749	0.1756
0.20	0.1764	0.1772	0.1779	0.1787	0.1794	0.1802	0.1810	0.1817	0.1825	0.1832
0.21	0.1840	0.1847	0.1855	0.1862	0.1870	0.1877	0.1885	0.1892	0.1900	0.1907
0.22	0.1914	0.1922	0.1929	0.1937	0.1944	0.1951	0.1959	0.1966	0.1973	0.1981
0.23	0.1988	0.1995	0.2002	0.2010	0.2017	0.2024	0.2031	0.2039	0.2046	0.2053
0.24	0.2060	0.2067	0.2075	0.2082	0.2089	0.2094	0.2103	0.2110	0.2117	0.2124
0.25	0.2131	0.2138	0.2145	0.2152	0.2159	0.2166	0.2173	0.2180	0.2187	0.2194
0.26	0.2201	0.2208	0.2215	0.2222	0.2229	0.2236	0.2243	0.2249	0.2256	0.2263
0.27	0.2270	0.2277	0.2284	0.2290	0.2297	0.2304	0.2311	0.2317	0.2324	0.2331
0.28	0.2337	0.2344	0.2351	0.2357	0.2364	0.2371	0.2377	0.2384	0.2391	0.2397
0.29	0.2404	0.2410	0.2417	0.2423	0.2430	0.2437	0.2443	0.2450	0.2456	0.2463
0.30	0.2469	0.2475	0.2482	0.2488	0.2495	0.2501	0.2508	0.2514	0.2520	0.2527
0.31	0.2533	0.2539	0.2546	0.2552	0.2558	0.2565	0.2571	0.2577	0.2583	0.2590
0.32	0.2596	0.2602	0.2608	0.2614	0.2621	0.2627	0.2633	0.2639	0.2645	0.2651
0.33	0.2657	0.2664	0.2670	0.2676	0.2682	0.2688	0.2694	0.2700	0.2706	0.2712
0.34	0.2718	0.2724	0.2730	0.2736	0.2742	0.2748	0.2754	0.2760	0.2766	0.2771
0.35	0.2777	0.2783	0.2789	0.2795	0.2801	0.2807	0.2812	0.2818	0.2824	0.2830
0.36	0.2835	0.2841	0.2847	0.2853	0.2858	0.2864	0.2870	0.2875	0.2881	0.2887
0.37	0.2892	0.2898	0.2904	0.2909	0.2915	0.2920	0.2926	0.2931	0.2937	0.2943
0.38	0.2948	0.2954	0.2959	0.2965	0.2970	0.2975	0.2981	0.2986	0.2992	0.2997
0.39	0.3003	0.3008	0.3013	0.3019	0.3024	0.3029	0.3035	0.3040	0.3045	0.3051
0.40	0.3056	0.3061	0.3066	0.3072	0.3077	0.3082	0.3087	0.3093	0.3098	0.3103

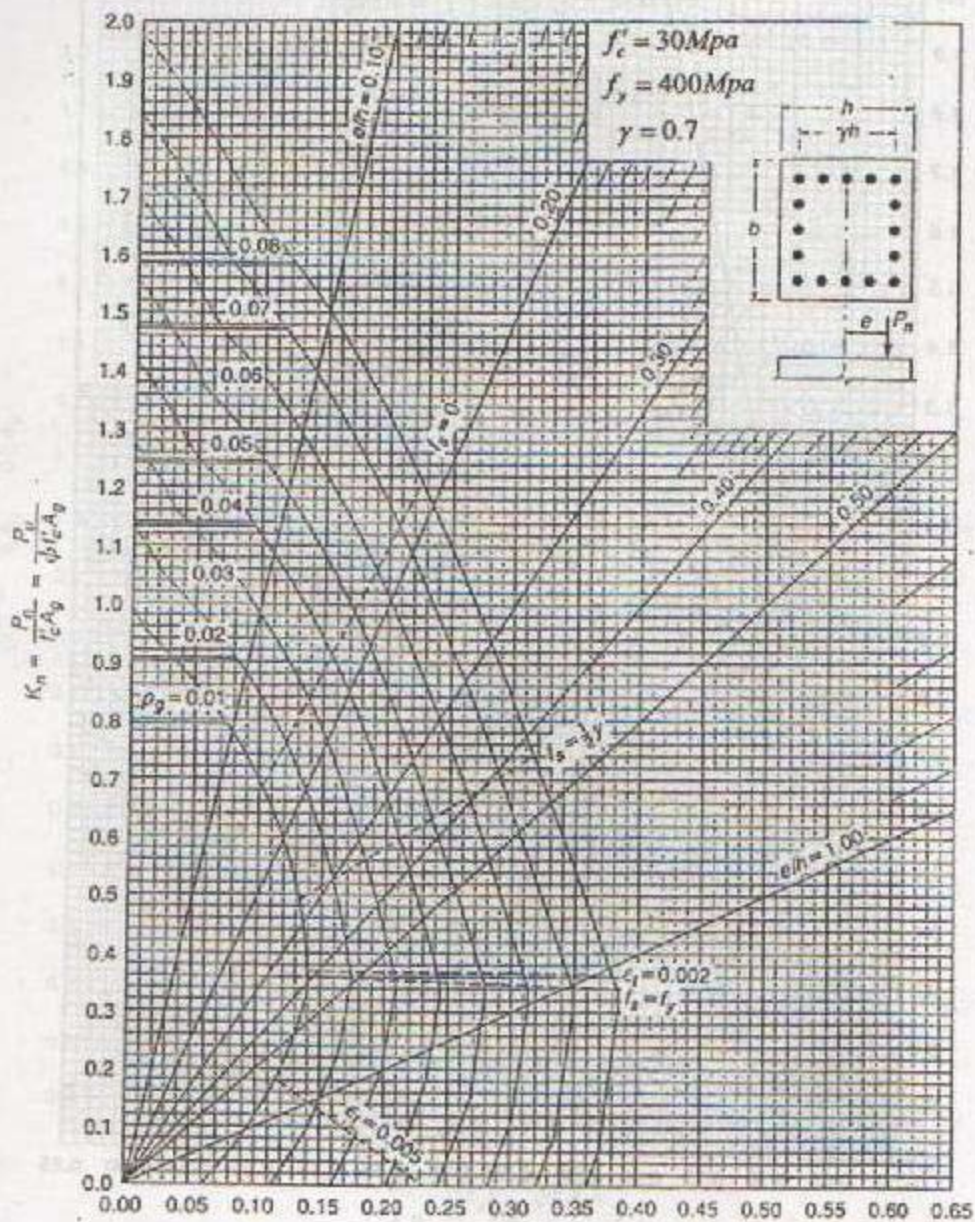


ب: - الأشكال



شكل (1) منحنى تداخل العمود المستطيل (مسلح من أربعة أوجه)  $\gamma = 0.60$



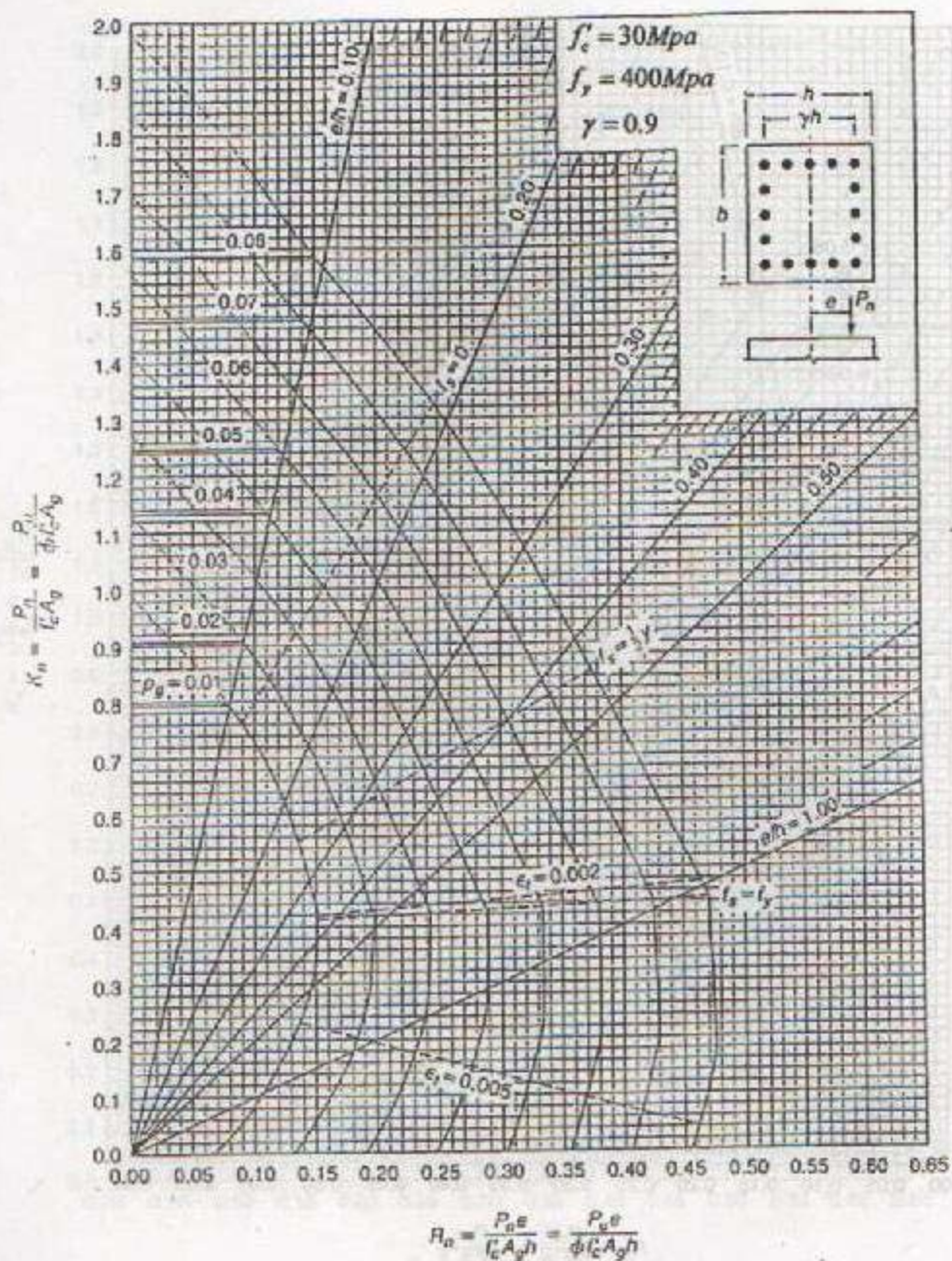


شكل (2م) منحنى تداخل العمود المستطيل ( مسلح من أربعة أوجه )  $\gamma = 0.70$







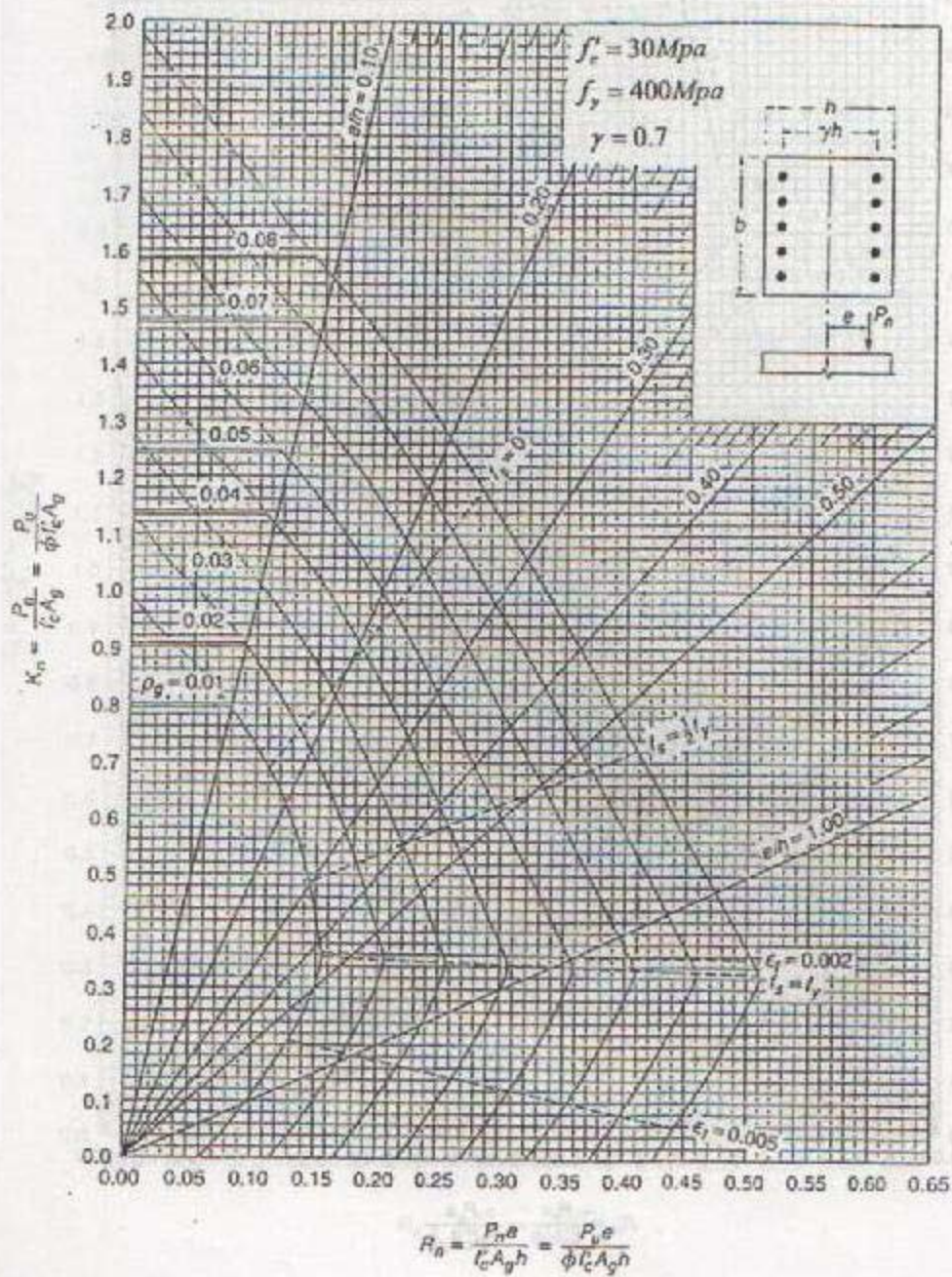


شكل (4) منحنى تداخل العمود المستطيل ( مسلح من أربعة أوجه )  $\gamma = 0.90$



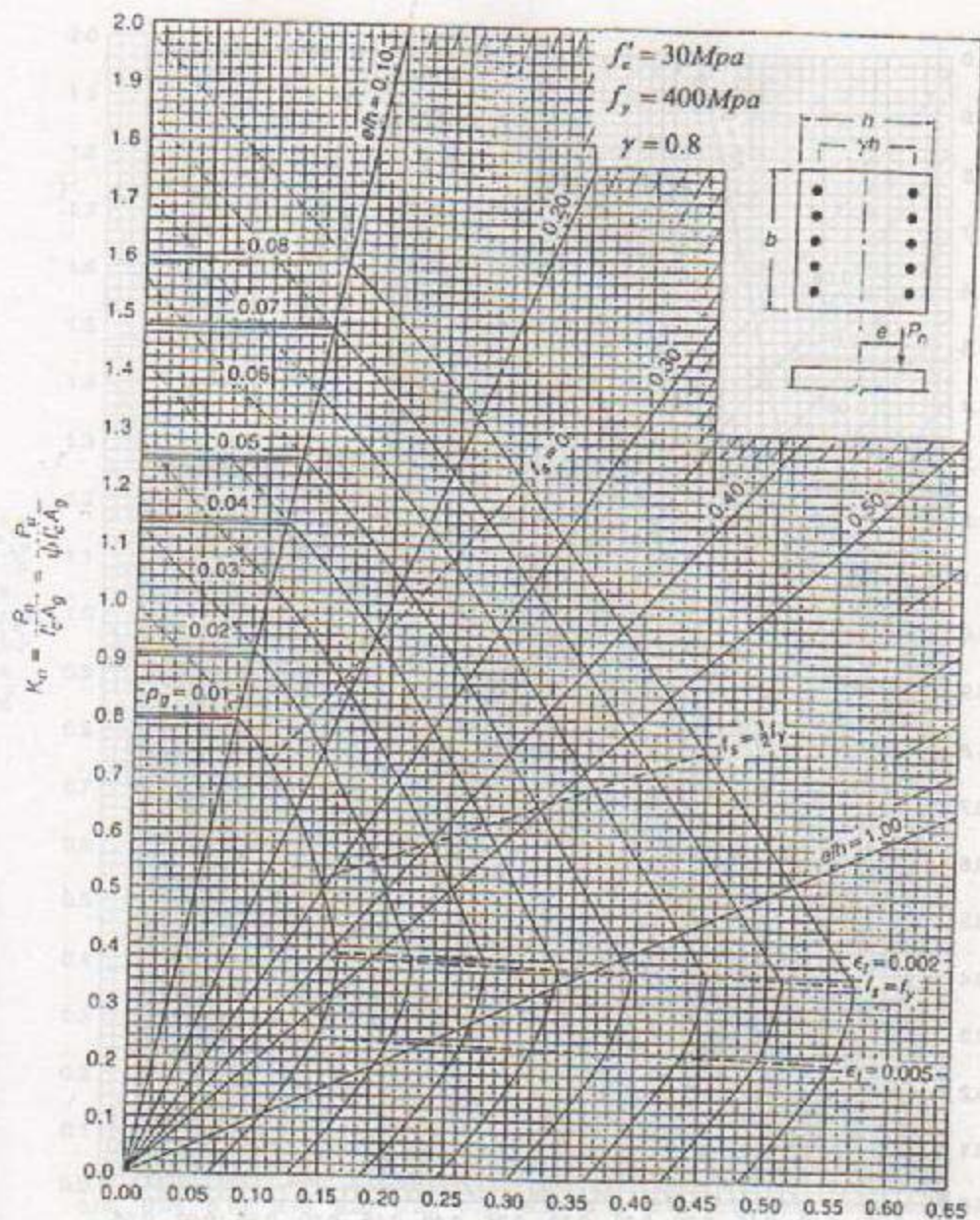






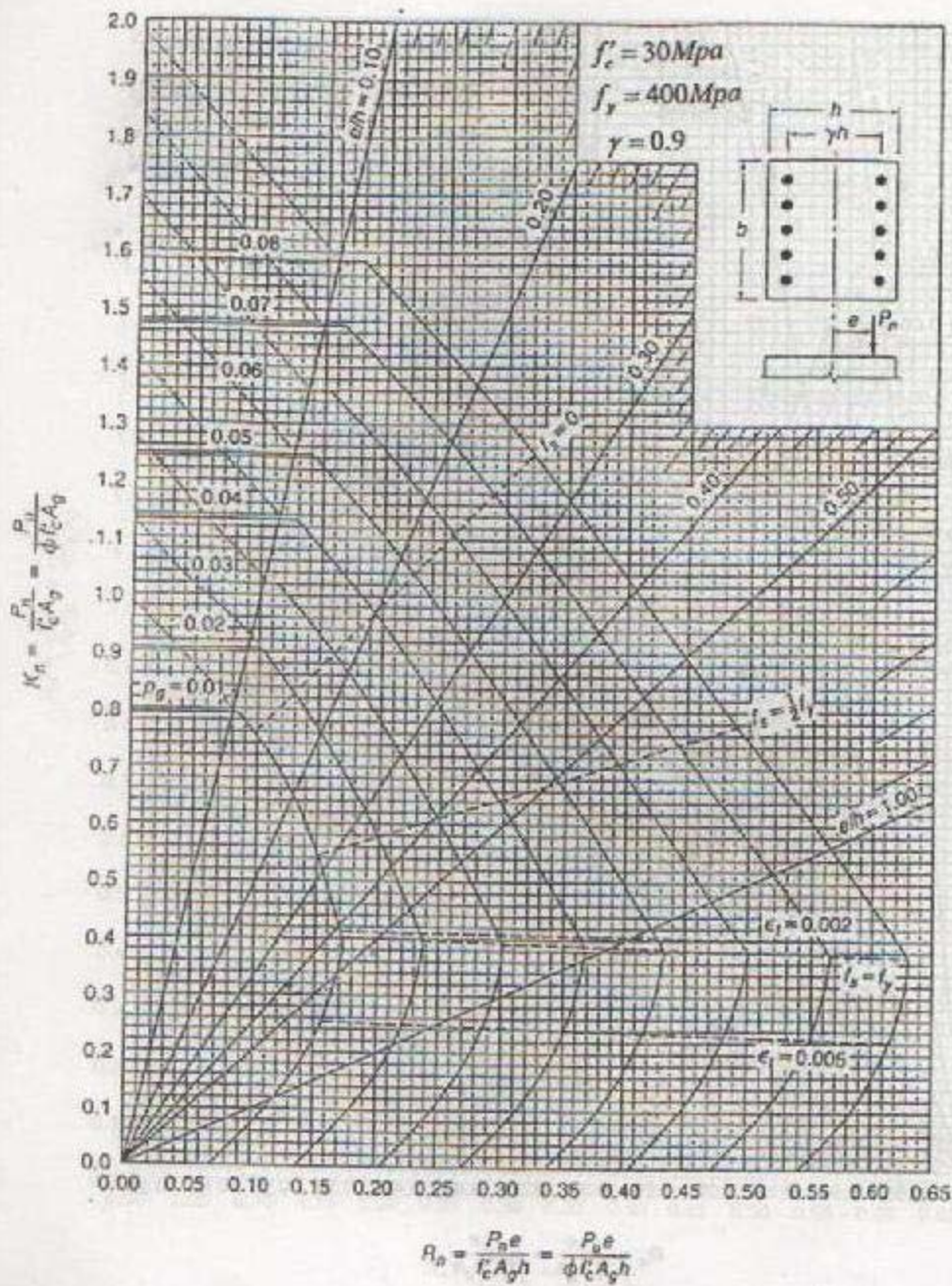
شكل (6) منحني تداخل العنود المستطيل ( مسلح من وجهين )  $\gamma = 0.70$





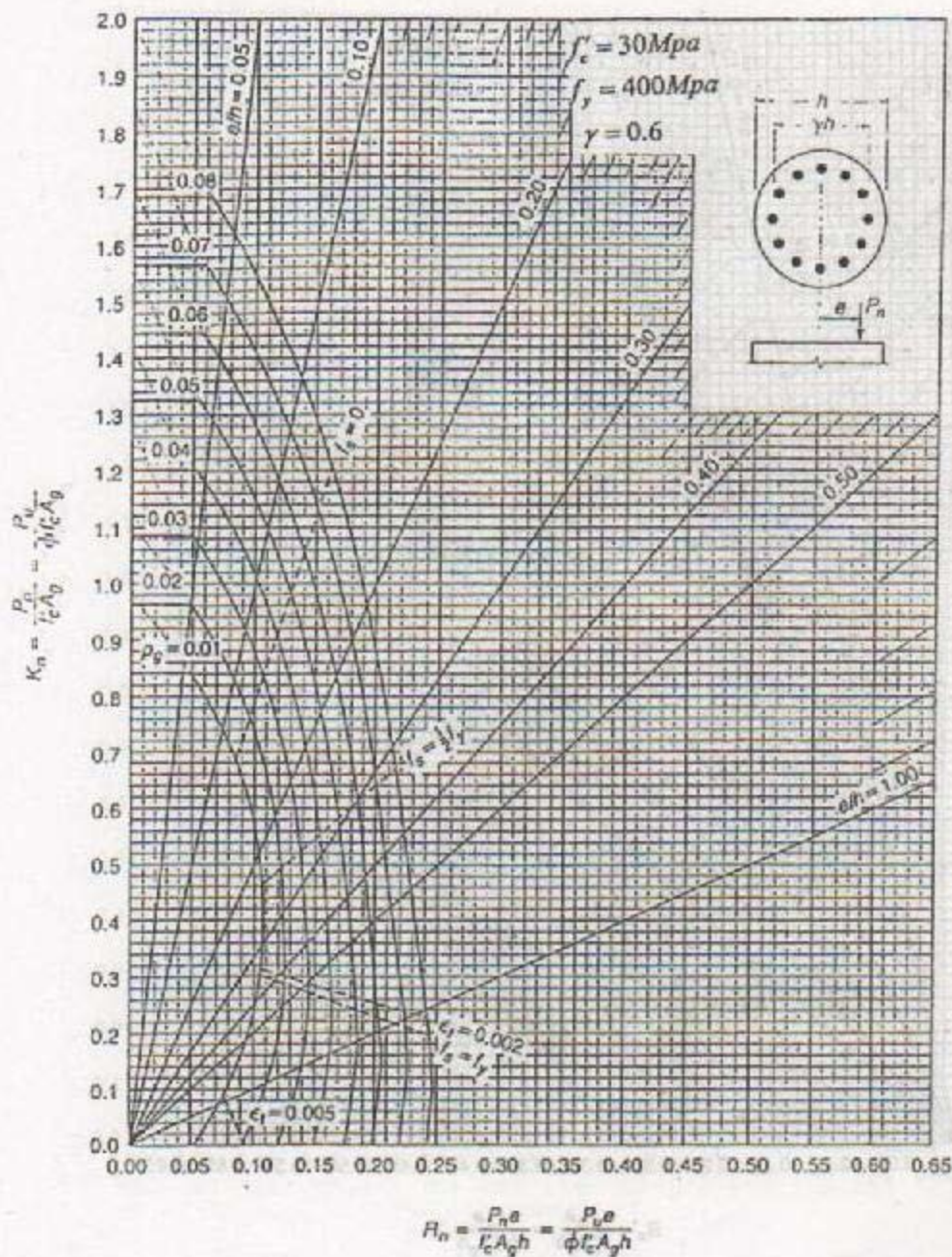
شكل (م7) منحنى تداخل العمود المستطيل ( مسلح من وجهين )  $\gamma = 0.80$





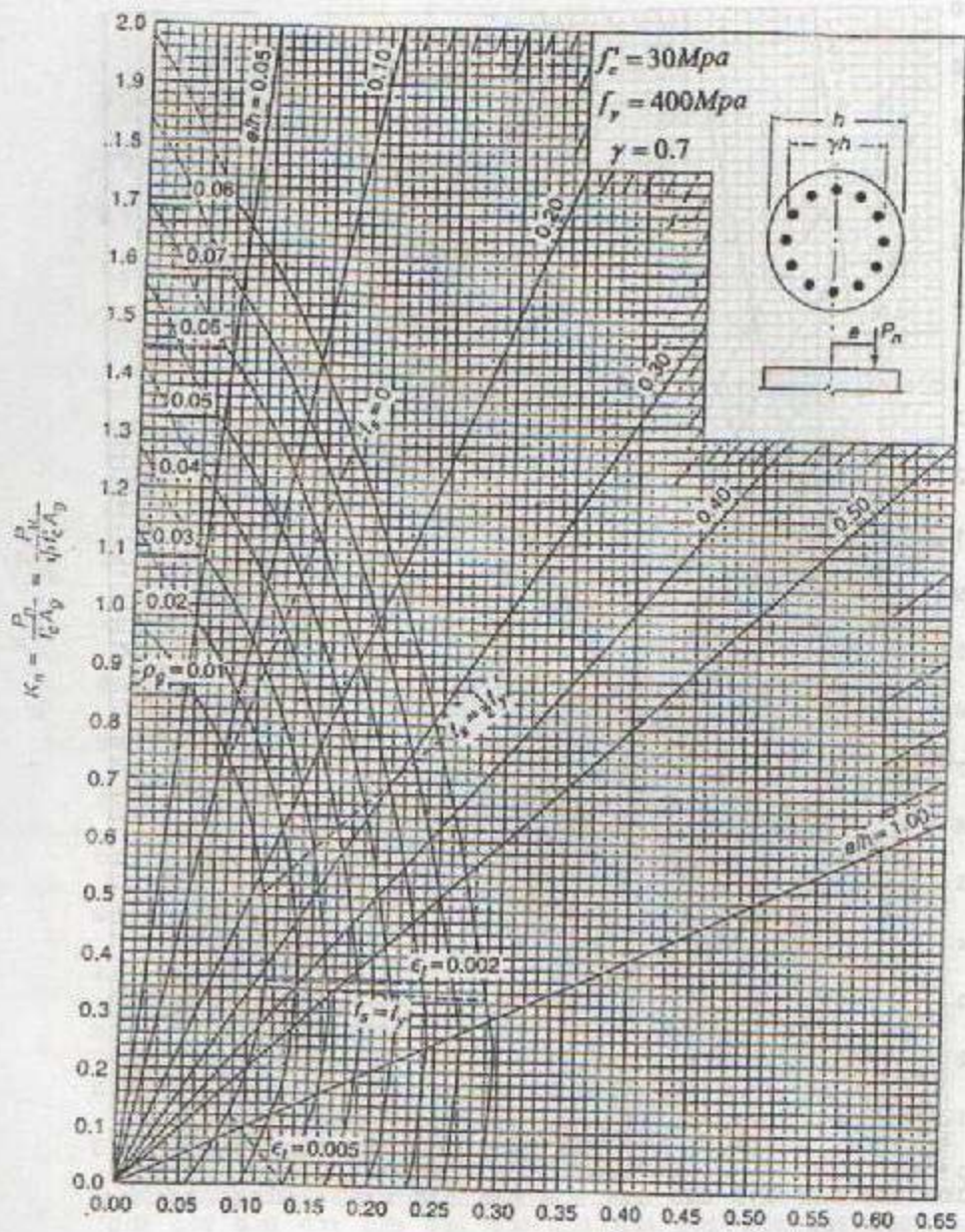
شكل (8) منحني كداحل العمود المستطيل (مسلح من وجهين)  $\gamma = 0.90$





شكل (9) منحنى تداخل العمود الدائري  $\gamma = 0.60$





شكل (10) منحني تداخل العمود الدائري  $\gamma = 0.70$

# المحاضرة الثلاثون

مثال 1.8

الشكل (4.8) يمثل مفصل عتبة - عمود في هيكل لبنانية خرسانية مسلحة ، اعتمادا على التحليل الإنشائي فإن الحديد السالب لنهاية العتبة يساوي  $(1870mm^2)$  . تم استخدام  $(2\phi36)$  للحديد السالب فكانت مساحة الحديد المتوفر  $(2035mm^2)$  . إبعاد العتبة  $d=450mm$  ،  $h=525mm$  ،  $b=250mm$  والمسافة بينية مقدارها  $(75mm)$  لأول أربع أتاري تليها مسافات ثابتة مقدارها  $(125mm)$  . أما الخرسانة المستخدمة فهي عادية الوزن بمقاومة انضغاط  $(f'_c = 30Mpa)$  . مقاومة خضوع الحديد  $(f_y = 400Mpa)$  . جد نقطة قطع القضبان السالبة داخل العتبة حسب متطلبات التثبيت  $(\ell_d)$  .

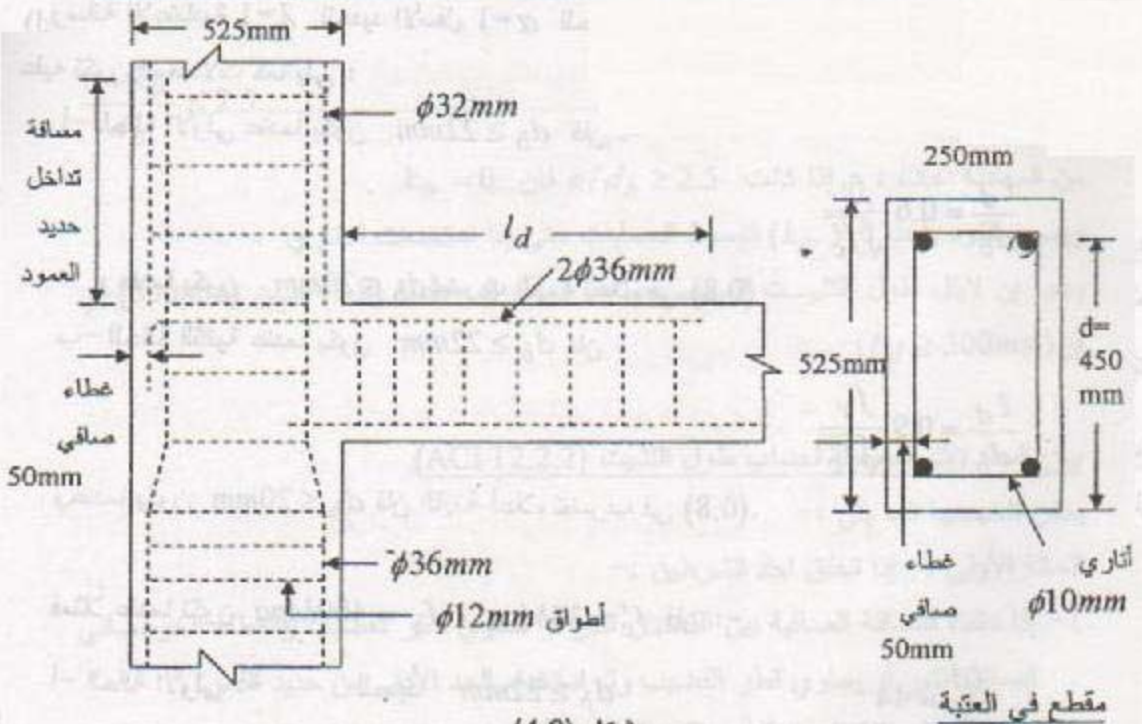
الحل :-

أ - باستخدام المعادلات المبسطة

المسافة الصافية بين القضبان

الغطاء الجانبي الصافي = 50mm

$$s = 250 - 2(50 + 36) = 78 \approx 2db$$



شكل (4.8)

تفاصيل مفصل العتبة - عمود للمثال (1.8)



$$75-18 = 57mm$$

الغطاء العلوي الصافي

عليه فالغطاء اكبر من ( $d_b$ )

أي أن الشرط (2) ينطبق هنا ولأن الحديد علوي حيث هناك عمق خرساني اكبر من ( $300\text{ mm}$ ) أسفل القضبان فإن  $\alpha = 1.3$  ولأن الخرسانة عادية  $\lambda = 1$  والحديد غير

مغطى  $\beta = 1$

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{3}{5} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} (1.3) = 0.6(1.3) \frac{400}{\sqrt{30}} = 57$$

$$\therefore \ell_d = 57 \times 36 = 2052mm$$

هذه القيمة يمكن إن تقلل بالنسبة في الحديد المطلوب إلى المتوفر

$$\ell_d = 2052 \times \frac{1870}{2035} = 1885mm$$

عليه فمسافة قطع القضبان السالبة =  $1885mm$  من وجه العمود .

ب:- باستخدام المعادلة الأساسية

$$c \leq \begin{cases} c_1 \\ c_2 \\ c_3 \end{cases} \quad \begin{aligned} c_1 &= 50 + 18 = 68mm \\ c_2 &= 525 - 450 = 75mm \\ c_3 &= (250 - 2 \times 50 - 36) / 2 = 57mm \end{aligned}$$

$$\therefore c = 57mm$$

$$k_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{10sn} = \frac{2 \times 79 \times 400}{10 \times 125 \times 2} = 25.3$$

$$\frac{c + k_{tr}}{d_b} = \frac{57 + 25.3}{36} = 2.28(2.5)$$

$$\frac{\ell_d}{d_b} = 0.9 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \beta \lambda \gamma}{\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b}\right)} = 0.9 \frac{400 \times 1.3}{\sqrt{30} \times 2.28} = 37.48$$

وبأخذ التعديل بسبب زيادة الحديد فأن

$$\therefore \ell_d = 37.48 \times 36 \frac{1870}{2035} = 1240mm$$

عليه فأن المعادلة الأساسية (الأدق) تعطي نقصان واضح في طول التثبيت لكن الجهد المبذول اكبر .

## مثال 2.8

العتبة الموضحة في الشكل (5.8) :-

أ- بين هل أن الحديد (4φ25) كافي لمقاومة العزم  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  أستخدم

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

ب- دقق صلاحية الطول المتوفر للتضيق حسب متطلبات التثبيت. علماً أن الغطاء الصافي

للتضيق = 50mm من جميع الجهات .

الحل :

-1-

$$W_u = 25 \times 1.2 + 14 \times 1.6 = 52.4$$

$$A_s = 4 \times 491 = 1964 \quad d = 500 - (50 + 13) = 437 \text{ mm}$$

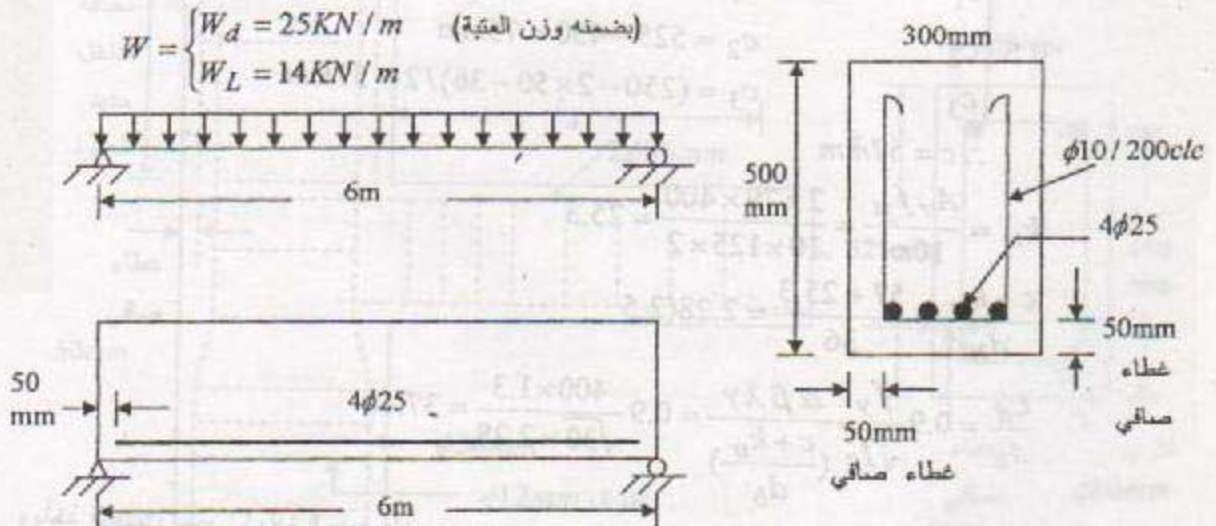
$$M_u = W_u L^2 / 8 = 52.4 \times 36 / 8 = 235.8 \text{ KN.m}$$

$$\rho_f = 0.02 \quad \rho_{\max} = 0.023$$

من جدول (م3) في الملحق فإن

$$\rho = \frac{1964}{437 \times 300} = 0.015 < \rho_{\max}$$

∴ المقطع ناقص التسليح



شكل (5.8)

تفاصيل العتبة للمثال 2.8



ولأن  $\rho < \rho_1$  عليه تكون  $\phi = 0.9$   
والآن نحسب نسبة الحديد المطلوب لمقاومة العزم .

$$R = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{235.8 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 437^2} = 4.57$$

$$m = f_y / 0.85 f'_c = 15.68$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{f_y}} \right) = 0.0127 < 0.015$$

هذا يعني أن الحديد المطلوب أقل من المتوفر وبعبارة أخرى فإن مقاومة الانحناء للعتبة أكبر من العزم المسلط أي أن الحديد المتوفر يكفي لمقاومة العزم المسلط .

كما يمكن إيجاد  $\phi M_n$  ومقارنتها مع  $M_u$  فإذا كانت  $M_u \leq \phi M_n$  فالمقطع صالح .  
ب:- لايجاد طول التثبيت فإن  $\alpha = 1$  (حديد سفلي)

$$\gamma = 1 \quad \text{قطر قضيب أكبر من (22mm)}$$

$$\beta = 1 \quad \text{قضبان غير مكساة}$$

$$\lambda = 1 \quad \text{ركام عادي}$$

$$c \leq \begin{cases} c_1 \\ c_2 \\ c_3 \end{cases} \quad c_1 = 50 + 13 = 63 = c_2$$

$$2c_3 = (300 - 2 \times 50 - 25) / 3 = 58.33 \quad c_3 = 29$$

$$c = 29 \quad \text{عليه فإن}$$

$$k_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{10 s n} = \frac{2 \times 79 \times 400}{10 \times 200 \times 4} = 7.9$$

$$\frac{c + k_{tr}}{d_b} = \frac{29 + 7.9}{25} = 1.48$$

$$\therefore \frac{\ell_d}{d_b} = 0.9 \times \frac{400}{\sqrt{30}} \times \frac{1}{1.48} = 44.4$$

$$\therefore \ell_d = 44.4 \times 25 = 1110 \text{ mm}$$

$$\ell_d = \frac{0.0127}{0.015} \times 1110 = 940 \text{ mm} \quad \text{وبسبب زيادة الحديد عن الحد المطلوب فإن :-}$$

الطول المتوفر من المقطع الحرج (منتصف العتبة) حتى النهاية الحرة للقضيب:

$$\ell_{\text{provided}} = 3000 - 50 = 2950 \text{ mm} > \ell_d$$

عليه فالطول المتوفر صالح حسب متطلبات التثبيت.

## 6.8 أطوال التثبيت لقضبان الانضغاط

### Development Length of Bars in Compression

يكون طول التثبيت لقضبان الانضغاط أقل من الأطوال اللازمة لحديد الشد بسبب عدم وجود التأثير المضعف لتشقق الشد واستناد نهاية القضيب على الخرسانة. من الكود (ACI 12.3) فإن طول التثبيت اللازم لقضبان الانضغاط ( $\ell_{db}$ ) يساوي حاصل ضرب طول التثبيت الأساسي ( $\ell_{db}$ ) المبين أدناه في المعاملات المناسبة (معاملات التعديل) على أن لا يقل عن (200mm)

المعادلة الأساسية:

$$\ell_{db} = d_b f_y / 4 \sqrt{f'_c} \geq 0.04 d_b f_y \dots (7.8)$$

أما معاملات التعديل فهي :-

الحالة	المعامل
أ- عند زيادة الحديد عن المطلوب في التصميم	$\frac{A_{sreq}}{A_{sprov}}$ = $\frac{\text{المساحة المطلوبة}}{\text{المساحة المتوفرة}}$
ب- عندما يكون الحديد محاط بتسليح حلزوني لا يقل قطره عن (6mm) ولا تزيد المسافة بين دوراته عن (100mm) ، أو أطواق لا يقل قطرها عن (12mm) ولا تزيد المسافة بينها عن (100mm)	0.75

مثال 3.8:

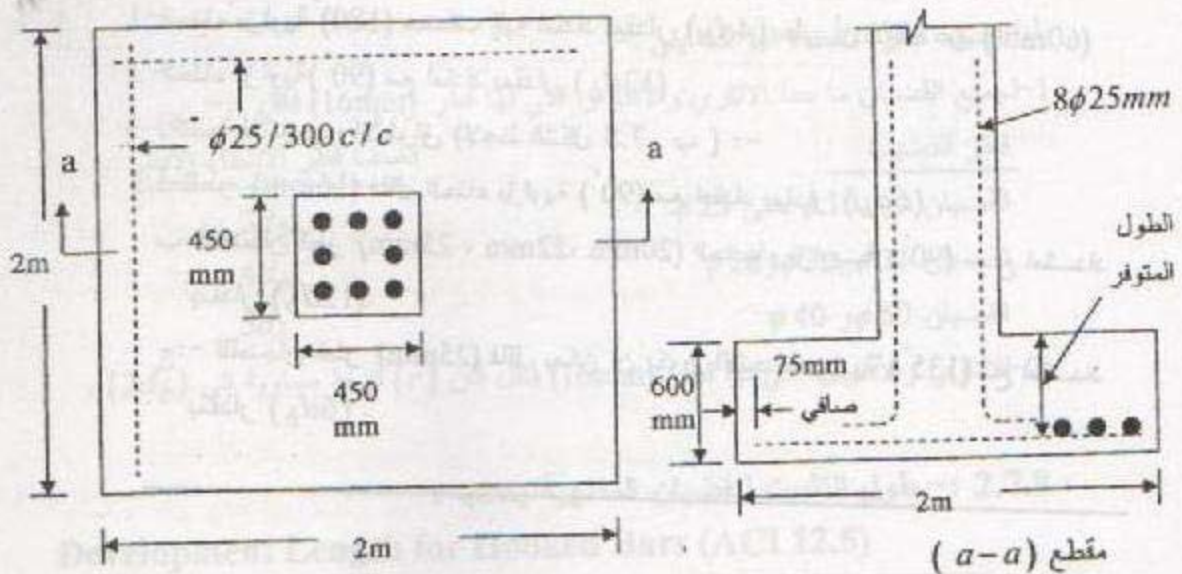
جد طول التثبيت لقضبان التماسر (dowel bars) للأساس المنفصل الموضح في الشكل (6.8) ثم دقق صلاحية الطول المتوفر لهذه القضبان حسب متطلبات التثبيت استخدم

$$f_y = 350 \text{ Mpa} , f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

الحل :-

$$\ell_{db} \geq \begin{cases} d_b f_y / 4 \sqrt{f'_c} = 25 \times 350 / 4 \sqrt{30} = 400 \text{ mm} \\ 0.04 d_b f_y = 0.04 \times 25 \times 350 = 350 \text{ mm} \end{cases}$$





شكل (6.8)

### تفاصيل الأساس للمثال (3.8)

$$\ell_{db} = 400mm$$

إن

$$\ell_{dc} = \ell_{db} = 400mm$$

ولنعم توفر معلومات عن الحديد المطلوب في السؤال فإن

$$\ell = 600 - (75 + 50) = 475mm > \ell_d$$

الطول المتوفر

عليه فإن الطول المتوفر للحديد صالح حسب متطلبات التثبيت .

ملاحظة :- عملياً فإن قضبان التماس يعمل لها ككلايب (عكفات) وتثبت فوق طبقتي الحديد

للأساس ولذلك تم طرح مقدار القطاء الخرساني (75mm) وضعف قطر قضبان

الأساس من العمق الكلي للحصول على الطول المتوفر .

7.8 : تثبيت قضبان الشد باستخدام الكلايب (العكفات)

### Anchorage of Tension bars by hooks

1.7.8 الأبعاد الأساسية للكلايب :-

تستخدم الكلايب (hooks) لتثبيت قضبان الشد عندما لا تتوفر مسافة كافية لمدّها بصورة

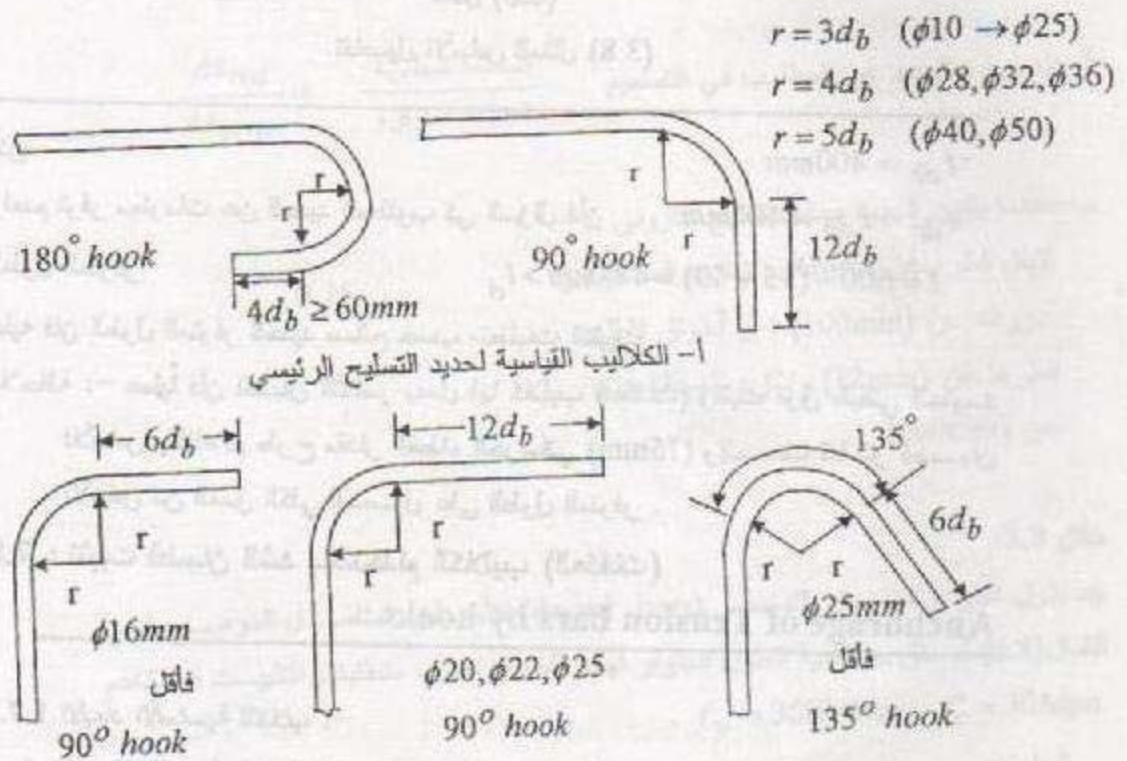
مستقيمة إلى طول التثبيت ( $\ell_d$ ) .

يعتبر الكلايب عديم الفائدة لأغراض تثبيت قضبان الانضغاط ولا يؤخذ بنظر الاعتبار حتى لو كان موجوداً .

الكلايب القياسي يعرف بموجب الكود (ACI 7.1) كما يلي (لاحظ الشكل 7.8 أ) :-

- 1- انحناء بزاوية (180) مضاف إليه امتداد بمقدار  $(4d_b)$  على أن لا يقل عن (60mm)
- 2- انحناء بزاوية (90) مع امتداد بمقدار  $(12d_b)$ .
- 3- بالنسبة للاتاري والأطواق (لاحظ الشكل 7.8 ب) :-

- أ- قطر (16mm) فأقل انحناء بزاوية (90) مع امتداد بمقدار  $(6d_b)$ .
- ب- للقضبان قطر (20mm, 22mm, 25mm) انحناء بزاوية (90) مع امتداد بمقدار  $(12d_b)$ .
- ج- للقضبان قطر (25mm) فأقل يمكن أن يكون الانحناء بزاوية (135) مع امتداد بمقدار  $(6d_b)$ .



ب- الكلايب القياسية للاتاري والأطواق

شكل (7.8) : تفاصيل الكلايب



١- لجميع القضبان ما عدا الاتاري والأطواق التي لها قطر (16mm) فأقل :-

نصف قطر الاحتواء الأدنى	قطر القضيب
$3d_b$	القضبان من $\phi 10$ حتى $\phi 25$
$4d_b$	القضبان $\phi 28$ و $\phi 32$ و $\phi 36$
$5d_b$	القضبان $\phi 40$ و $\phi 50$

2- للنتاري والأطواق التي لها قطر (16mm) فأقل فإن (r) تؤخذ مساوية إلى  $(2d_b)$ .

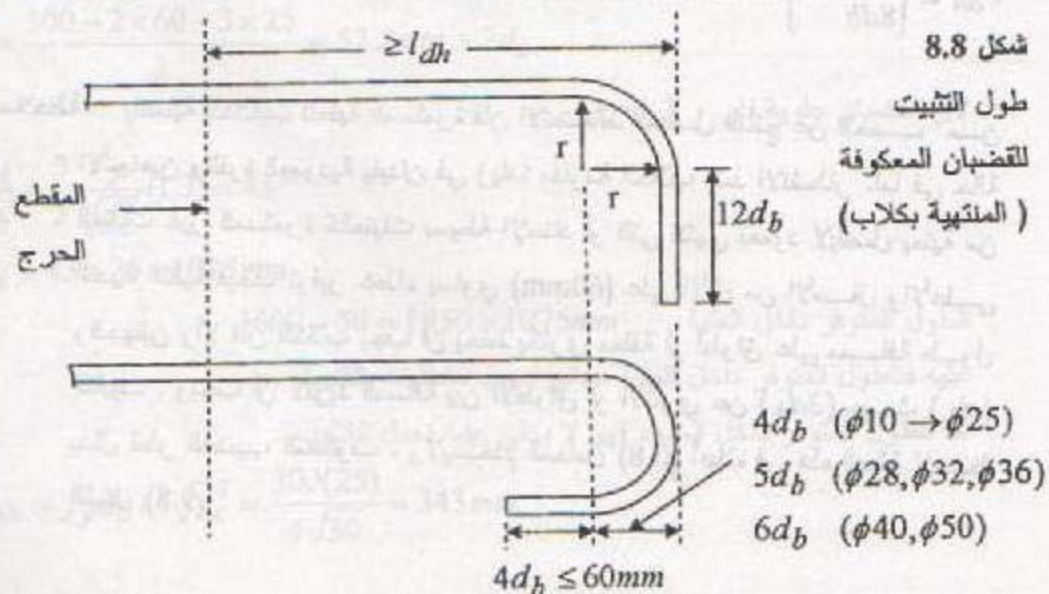
2.7.8 : - طول التثبيت للقضبان المنتهية بكلاب :

### Development Length for Hooked Bars (ACI 12.5)

يتم إيجاد طول التثبيت للقضبان المنتهية بكلاب ويقارن مع المسافة المتوفرة من المقطع الحرج حتى أبعد نقطة في مستوى الكلاب حيث يجب أن تكون هذه المسافة أكبر أو تساوي طول التثبيت لاحظ الشكل (8.8) .

إن طول التثبيت الأساسي ( $\ell_{hh}$ ) يساوي :-

$$\ell_{hb} = \frac{d_b f_y}{4\sqrt{f'_c}} \dots\dots\dots (8.8)$$



على أن تجري التعديلات التالية :-

### الفقرة

#### معامل التعديل

0.7

أ- إذا كان الغطاء الجانبي (عمودي على مستوى الكلاب)

للقضبان بقطر (36mm) فأقل لا يقل عن 60 mm

وللكلاب نوع (90) بغطاء لامتداد القضيب بعد الكلاب

لا يقل عن 50mm .

0.8

ب- لقضبان التسليح التي بقطر (36mm) أو أقل والكلاب

محاط عمودياً أو أفقياً بأطواق أو أتاري لا تتباعد بأكثر

من  $3d_b$  على امتداد طول التثبيت  $\ell_{dh}$  بأكمله

$$\frac{A_{s_{required}}}{A_{s_{provided}}} = \frac{\text{الحديد المطلوب}}{\text{الحديد المتوفر}}$$

ج- زيادة في حديد التسليح

1.3

د- خرسانة خفيفة الوزن

1.2

هـ - حديد مغطى بالايوكسي

وبذلك يصبح طول التثبيت مساوياً الى طول التثبيت الاساسي مضروباً في معاملات التعديل

على أن لا يقل عن (150mm) او (8db) أي أن :-

$$\ell_{dh} = \ell_{hb} \times \text{modification factors} \dots \dots \dots (9.8)$$

$$\ell_{dh} \geq \left\{ \begin{array}{l} 150\text{mm} \\ 8db \end{array} \right\} \dots \dots \dots (10.8)$$

ملاحظة - بالنسبة للكلاليب للعتبة المستمرة فإن الانضغاط للمفصل الناتج عن الحصر من

الاتجاهين والقوة العمودية يقيدان في زيادة مقاومة الكلاب ضد الانشطار . أما في حالة

العتبات غير المستمرة كالعتبات بسيطة الإسناد أو التي تنتهي بعمود لا يتصل بعتبة من

الجهة الثانية فيجب توفير غطاء يساوي (60mm) على الأقل من الأسفل والأعلى

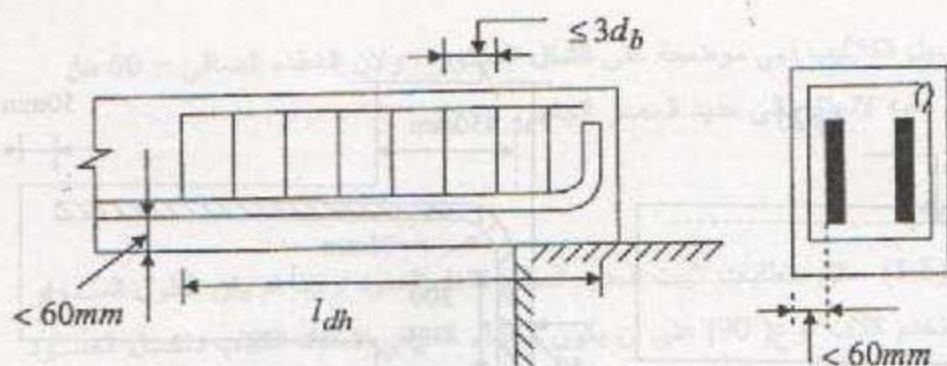
والجهتين وألا فإن الكلاب يجب أن يحاط بأتاري مغلقة أو أطواق على مسافة طول

التثبيت . ويجب أن لا تزيد المسافة بين الأطواق أو الأتاري عن ( $3d_b$ ) حيث ( $d_b$ )

يمثل قطر القضيب المعكوف . ولا يستخدم المعامل (0.8) أعلاه في هذه الحالة لاحظ

الشكل (9.8)





شكل (9.8)

التسليح الجانبي للعتبات ذات النهايات غير المستمرة (تسليح الحصر الجانبي)

مثال (4.8)

العتبة الناتئة (شكل 10.8) . جد طول التثبيت للقضبان ثم دقق صلاحية الطول المتوفر للقضبان داخل العتبة وداخل العمود حسب متطلبات التثبيت فإذا لم يكن الطول كافياً استخدم كلاليب نوع (180°) ونوع (90°) وارسم كل حالة ، استخدم  $f'_c = 30\text{Mpa}$  ،  $f_y = 300\text{Mpa}$  ، الغطاء الجانبي للقضبان يساوي (60mm) .

الحل :- باستخدام المعادلات المبسطة

الغطاء الصافي للقضبان = 50mm وهو أكبر من  $d_b$   
المسافة بين مراكز القضبان

$$s = \frac{300 - 2 \times 60 - 3 \times 25}{2} = 52.2\text{mm} > 2d_b$$

لان القضبان علوية فان  $\alpha = 1.3$

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{3}{5} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} (1.3) = 43$$

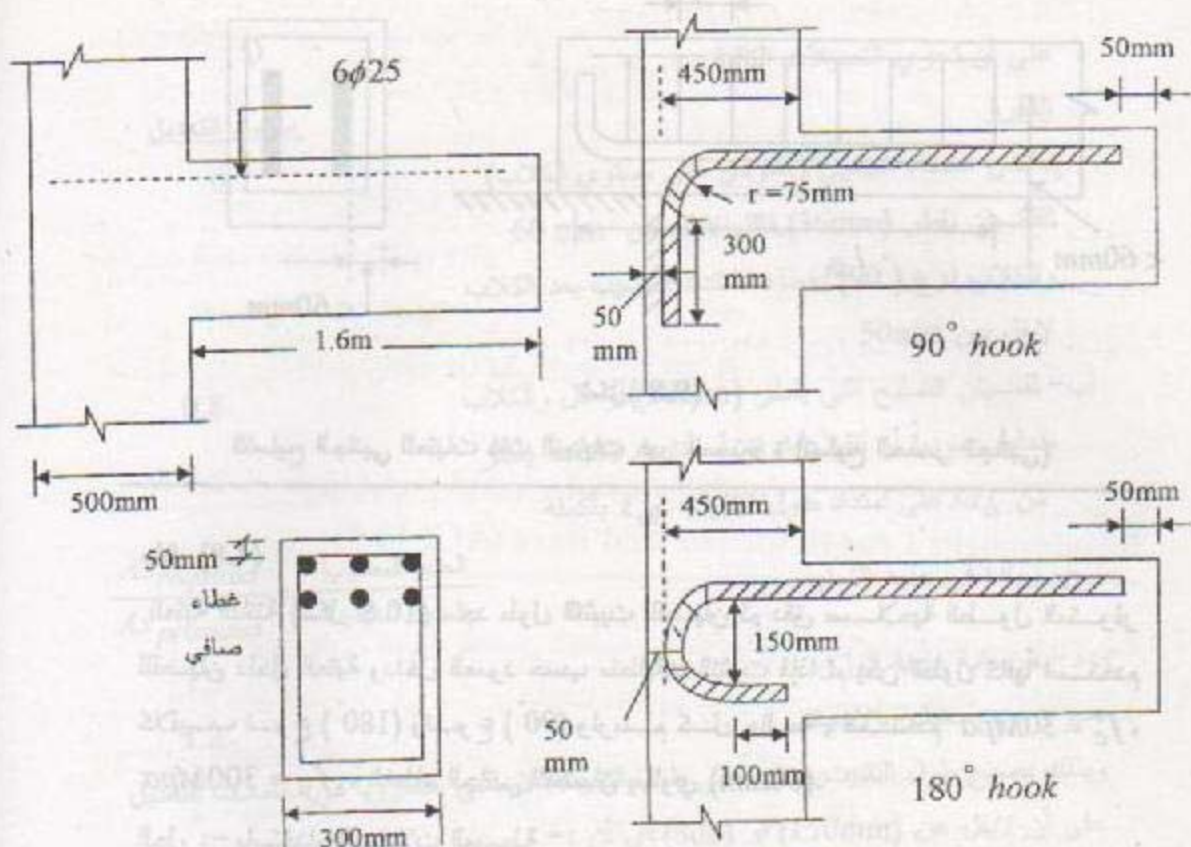
$$\ell_d = 43 \times 25 = 1075\text{mm}$$

$$1600 - 50 = 1550 > 1075\text{mm} \quad \text{الطول المتوفر داخل العتبة}$$

عليه فالطول المتوفر داخل العتبة صالح حسب متطلبات التثبيت .

أما الطول المتوفر داخل العمود فهو لا يكفي عليه نعمل كلاليب .

$$\ell_{hb} = f_y d_b / 4 \sqrt{f'_c} = \frac{300(25)}{4 \sqrt{30}} = 343\text{mm}$$



شكل (10.8)

تفاصيل الكلايب للمثال (4.8)

لأن الغطاء الصافي للامتداد = 50mm ولأن الغطاء الجانبي = 60mm تضرب في المعامل (0.7) :

$$\ell_{dh} = \ell_{hb} \times 0.7 = 240mm$$

$$\ell_{dh} \geq \begin{cases} 8d_b = 200mm \\ 150mm \end{cases}$$

$$\therefore \ell_{dh} = 240mm$$

$$\ell = 500 - 50 = 450 > 240$$

أما الطول المتوفر فهو يساوي



أما تفاصيل الكلايب فهي موضحة على الشكل المذكور . ولأن الغطاء الصافي = 60 من الجانبين عليه لاحتاج إلى حديد الحصر الجانبي .

#### مثال (5.8)

للمثال (1.8) دقق متطلبات تثبيت الحديد الصلب داخل العمود ، فإذا لم يكن الطول المتوفر كافياً استخدم كلاب نوع (90) على أن يكون الغطاء الصافي لامتداد الكلاب داخل العمود مساوياً إلى (50mm) . عرض العمود يساوي (400mm) أما عرض العتبة فهو يساوي (250mm) .

الحل :- بما أن ( $\ell_{dh}$ ) المحسوب للمثال (1.8) أكبر من الطول المتوفر داخل العمود عليه نعمل كلاب .

$$\ell_{hb} = \frac{f_y d_b}{4\sqrt{f'_c}} = \frac{400 \times 36}{4\sqrt{30}} = 657mm$$

بما أن الغطاء الصافي للامتداد = 50mm والغطاء الجانبي أكبر من 60mm عليه نستخدم المعامل (0.7) بالإضافة إلى المعامل (0.92) الخاص بالنسبة بين الحديد المطلوب إلى المتوفر

$$\ell_{dh} = \ell_{hb} \times 0.7 \times 0.92 = 657 \times 0.7 \times 0.92 = 423mm$$

$$\ell_{provided} = 525 - 50 = 475 > 423mm$$

الطول المتوفر

عليه فالطول المتوفر يكفي حسب متطلبات التثبيت .

$$نصف قطر الانحناء للكلاب = 4 \times 36 = 144mm$$

يجب أن يستمر الكلاب مسافة تساوي ( $12 \times 36 = 432mm$ ) مابعد نهاية الانحناء . ولأن الغطاء الخرسانى أعلى و أسفل التضياب داخل العمود أكبر من 60mm إما الغطاء الجانبي داخل العمود فهو أكبر من 60mm أيضاً ( بسبب كون العمود أكثر عرضاً من العتبة ) عليه فإن توفير أطواق أو أتاري إضافية غير مطلوب .

# المحاضرة الحادية والثلاثين

## Anchorage of Web Reinforcement

### 8.8 تثبيت الاتاري

يجب أن يثبت حديد التسليح القص بصورة جيدة حيث أن مقاومة الشد الكاملة لا يمكن توفيرها بصورة تامة ما لم يتم استخدام كلاب ذات (90°) أو (135°) وذلك لقصر المسافة للاتاري. ولكي يوفر أكبر طول يجب أن يوصل حديد القص إلى أقرب ما يمكن من سطح الشد والاضغط للعضو وكما تسمح به متطلبات الغطاء للحديد الرئيسي.

أن متطلبات تثبيت الاتاري حسب الكود هي (ACI 12.13) :-

أ- للقضبان (16) فأقل وللقضبان (20, 22, 25) وبإجهاد خضوع أقل أو يساوي (300Mpa) يتم التثبيت باستخدام كلاب قياسي حول الحديد الرئيسي.

ب- للقضبان (20, 22, 25) وبإجهاد خضوع أكبر من (300Mpa) يتم التثبيت بعمل كلاب قياسي حول الحديد الرئيسي على أن لا يقل امتداد الاتاري من منتصف العمق

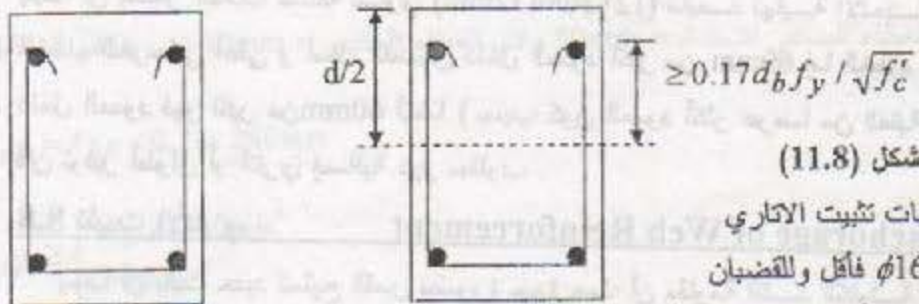
الفعال للعضو إلى نهاية الكلاب عن  $0.17d_b f_y / \sqrt{f'_c}$

إن تثبيت الاتاري موضح في الشكل (11.8).

## 9.8 وصل قضبان التسليح (Bar splices)

تتولد الحاجة إلى وصل قضبان التسليح حينما تزيد الأطوال اللازمة في الإنشاء عن الأطوال المتوفرة منها أو عن الأطوال التي يمكن نقلها بصورة اقتصادية وعملية. بصورة عامة يجب تجنب الوصل في نقاط الإجهاد الأقصى قدر الامكان وفي حالة استخدامها يفضل أن تكون بشكل متداخل (Staggered) أي عدم وصلها في نقطة واحدة.

إن الطريقة الأكثر استخداماً لوصل القضبان التي لا يزيد قطرها عن (36mm) هي تداخل (lapping) القضبان مسافة كافية لنقل الإجهادات عن طريق التماسك من قضيب لآخر وتوضع القضبان المتداخلة على تماس فيما بينها وتلف بسلك مما يجعلها ثابتة في مكانها حين صب الخرسانة. ويمكن استخدام اللحام أو بعض الوسائط الميكانيكية التي توفر توصيلاً جيداً للقضبان.



شكل (11.8)

متطلبات تثبيت الاتاري

أ- للقضبان 16 فأقل وللقضبان

(20, 22, 25) بإجهاد خضوع أقل

أو يساوي 300Mpa

ب- للقضبان (20, 22, 25)

بإجهاد خضوع أكبر من

300Mpa



## أ - الوصل تحت الشد Lap Splices in Tension

يحسب طول الوصل بالاعتماد على ( $\ell_d$ ) وتستخدم نفس المعادلات السابقة والتعديلات ما عدا التعديل الخاص بنسبة الحديد المتوفر إلى المطلوب وذلك لأنه يدخل في حساب طول الوصل. يصنف الكود وصل الشد إلى صنفين هما A و B . مسافة التداخل للصنف (A) تساوي ( $\ell_d$ ) وللصنف (B) تساوي ( $1.3\ell_d$ ) على أن لا يقل طول الوصل عن (300mm) ويعتمد التصنيف (ACI 12.15) على :-

- 1 - نسبة الحديد الذي يوصل إلى الحديد الكلي في منطقة الوصل .
- 2 - مستوى إجهاد القضبان في منطقة الوصل والذي يعبر عنه بالنسبة بين الحديد للتوفر إلى المطلوب .

يتم وصل القضبان بالصنف (B) ماعدا حالة كون الحديد المتوفر أكثر أو يساوي ضعف الحديد المطلوب وكون الحديد الكلي أكبر أو يساوي ضعف الحديد الذي يوصل حيث يمكن استخدام الصنف (A) لهذه الحالة . ويهدف الكود في هذا إلى تشجيع المصمم على عدم وصل الحديد في منطقة الإجهاد الأقصى حيث أنه مكلف اقتصادياً والأمان له أقل . ويمكن ترتيب الصنفين أعلاه في الجدول التالي :-

الحديد المتوفر الحديد المطلوب	النسبة المئوية القصوى للحديد الذي يوصل	
	50	100
$\geq 2$	صنف A	صنف B
$< 2$	صنف B	صنف B

## ب - وصل الانضغاط (Compression Splices)

تستخدم وصل الانضغاط على الأكثر في الأعمدة بين طابق وآخر للاعتبارات العملية كما قد تستخدم عند تغيير مساحة الحديد بسبب عدم الحاجة إليه ( قلة الأحمال باستمرار نحو الأعلى) ويتم الوصل بالتداخل والارتكاز في النهاية أو بالحيم أو بوسائل ميكانيكية . طول وصل التداخل ( $L_s$ ) يكون كما يلي (ACI 12.16) :-

أولاً عندما  $f_y \leq 400 \text{ Mpa}$  فإن :-

$$L_s = 0.073 f_y d_b \geq 300 \text{ mm} \quad \text{عندما } f'_c \geq 20 \text{ Mpa}$$

$$L_s = 1.33 \times 0.073 f_y d_b \geq 300 \text{ mm} \quad \text{عندما } f'_c < 20 \text{ Mpa}$$

ثانياً عندما  $f_y > 400 \text{ Mpa}$  فإن :

$$L_s = (0.13 f_y - 24) d_b \geq 300 \text{ mm} \quad \text{عندما } f'_c \geq 20 \text{ Mpa}$$

$$L_s = 1.33(0.13 f_y - 24) d_b \geq 300 \text{ mm} \quad \text{عندما } f'_c < 20 \text{ Mpa}$$

وعند وصل قضبان ذات أقطار مختلفة بالتداخل فيجب أن يكون طول الوصل مساوي إلى القيمة الأكبر من 1 - طول التثبيت للقضيب الأكبر 2- طول الوصل للقضيب الأصغر .

### ج - وصل تداخل الأعمدة (Column Splices).

في حالة الأعمدة قد تكون القضبان في حالة انضغاط أو شد أو تكون في حالات تحميل تحت تأثير الانضغاط وفي حالات أخرى تحت تأثير الشد ، عليه فإن وصل التداخل للأعمدة يجب أن تحقق متطلبات التداخل تحت الشد في بعض الأحيان ومتطلبات التداخل تحت الانضغاط في حالات أخرى أو الاثنين معاً .

إن وصل التداخل للأعمدة تكون كما يلي (ACI 12.17.2) :-

1- في حالة كون القضيب تحت إجهاد انضغاط فإن وصل التداخل تكون كما في الحالة (ب) أعلاه .

2- في حالة كون القضيب تحت إجهاد شد يتم استخدام وصل تداخل الشد حيث تستخدم :-

الحالة الأولى : عندما يكون الإجهاد أقل أو يساوي نصف إجهاد الخضوع يتم استخدام

وصل تداخل صنف ( A ) في حال كون مساحة الحديد الذي يوصل أقل أو

تساوي نصف مساحة الحديد الكلي وصنف (B) عندما تكون مساحة الحديد

الذي يوصل أكبر من نصف مساحة الحديد الكلي .

الحالة الثانية :- عندما يكون الإجهاد أكبر من نصف إجهاد الخضوع يتم استخدام

صنف (B)

هذا ويمكن إجراء التعديلات التالية على طول وصلة التداخل لعناصر الانضغاط .

أ - في حالة كون عناصر الانضغاط محاطة بأطواق مغلقة (closed ties) وبمساحة فعالة

في كل اتجاه لا تقل عن  $(0.0015 h_s)$  فإن مسافات التداخل تضرب في المعامل

$(0.83)$  حيث  $s$  = المسافة بين الأطواق و  $h$  = البعد الكلي للعمود .

ب - لعناصر الانضغاط المسلحة المحاطة بتسليح حلزوني فإن طول التداخل للقضبان داخل

الحلزون يضرب في  $(0.75)$

هذا ويجب أن لا يقل طول وصلة التداخل في جميع الحالات عن  $(300 \text{ mm})$  .



### مثال 6.8

للمثال (1.8) صمم وصلة التداخل للعمود فوق مستوى العتبة ، علماً أن الحديد العرضي يتكون من أطواق ( $\phi 12mm$ ) المسافة بينها تساوي (400mm) . اعتبر أن جميع القضبان هي قضبان انضغاط وأن الحديد المتوفر يساوي الحديد المطلوب .

الحل :-

وصلة التداخل ( $L_s$ ) تساوي القيمة الأكبر من طول التثبيت للقضيب ( $\phi 36$ ) وطول الوصل للقضيب ( $\phi 32$ ) .

بالنسبة للقضيب ( $\phi 36$ ) فإن

$$\ell_{db} \geq \begin{cases} d_b f_y / 4 \sqrt{f'_c} = \frac{36 \times 400}{4 \sqrt{30}} = 657mm \\ 0.04 d_b f_y = 0.04 \times 36 \times 400 = 576mm \end{cases}$$

$\ell_{dc} = \ell_{db} = 657mm > 300mm$  ولا توجد أية تعديلات . عليه فإن

أما بالنسبة للقضيب ( $\phi 32$ ) فإن طول وصلة التداخل ( $L_s$ )

$$L_s = 0.073 f_y d_b = 935mm$$

ولتدقيق استخدام معامل التعديل (0.83) الخاص بالأطواق فإن البعد (525) يتطلب مساحة فعالة أكبر من أجل تطبيق هذا المعامل عليه هو الذي يجب أن يدقق .

$$.0015 h_s = .0015 \times 400 \times 525 = 315 > 2 \times 113$$

عليه لا يمكن استخدام معامل التعديل (0.83) لهذه الحالة .

إذن طول وصلة التداخل سيكون  $L_s = 935mm$

ومن الناحية العلمية نستخدم  $L_s = 950mm$

### مثال 7.8

للمثال (3.8) جد طول وصلة التداخل لحديد الأعمدة مع حديد قضبان التماس فوق مستوى الأساس علماً أن الحديد العرضي يتكون من أطواق ( $\phi 12mm$ ) المسافة بينها (300mm) .

الحل :-

$$L_s = 0.073 f_y d_b \geq 300mm$$

طول وصلة التداخل ( $L_s$ )

$$L_s = 0.073 \times 350 \times 25 = 639mm$$

بالنسبة للمعامل (0.83) الخاص بالأطواق فإن المساحة الفعالة المطلوبة :

$$0.0015hs = 0.0015 \times 450 \times 300 = 203 \text{ mm}^2 < 2 \times 113$$

عليه يتم استخدام المعامل أعلاه فيكون طول وصلة التداخل

$$L_s = 639 \times .83 = 530 \text{ mm}$$

ويذا يكون طول قضبان التداير مساوي إلى :-

$$L = 530 + 475 = 1005 \text{ mm}$$

### Bar Cutoff and Bend points

### 10.8 : نقاط قطع وثنى حديد التسليح

تصمم العتبات في المقاطع الحرجة حيث العزم الأكبر وهي نقاط وجه المسند للعزوم السالبة وقرب أو في منتصف العتبة للعزم الموجب . وقد يتم تغيير المقطع في النقاط الأخرى التي يقل فيها العزم عن ذلك الذي عند المقطع الحرج . إلا أنه من المفضل عملياً الحفاظ على نفس المقطع وتغيير كمية الحديد لأن ذلك يؤدي إلى ثبات إبعاد القالب وبالتالي تقليل الكلفة وقد يكون أفضل من الناحية المعمارية . ويتم تغيير كمية الحديد أما بقطع الحديد الإضافي الذي لم تعد هناك حاجة إليه أو ثني الحديد المعوج إلى الوجه الثاني لمقاومة العزم السالب عند المسند .

#### أ - النقاط النظرية لقطع وثنى الحديد

إن قوة الشد للحديد لأي مقطع يمكن التعبير عنها بالمعادلة :-

$$T = A_s f_y = \frac{M}{Z}$$

حيث  $M$  = عزم الانحناء .  $Z$  = ذراع العزم =  $d - \frac{a}{2}$

إن  $Z$  يتغير بمقدار قليل ولا يقل عن القيمة المحسوبة في المقطع الحرج . عليه يمكن اعتبار قوة الشد تتناسب طردياً مع عزم الانحناء . وبما أنه من المفضل أن يصل الحديد في العتبة إلى الإجهاد الأقصى ( $f_y$ ) فإن مساحة الحديد ( $A_s$ ) اللازمة يمكن اعتبارها وبدقة جيدة تتناسب طردياً مع عزم الانحناء . وبتعبير آخر فإن النسبة بين الحديد المطلوب لأي مقطع والحديد للعزم الأقصى (عند القطع الحرج) يمكن اعتبارها مساوية إلى النسبة بين العزم لذلك المقطع والعزم عند المقطع الحرج .



عند قطع أو ثني الحديد فإن النسبة بين كمية الحديد المتبقي ( $A_s$ ) إلى الحديد الكلي عند المقطع الحرج ( $A_{st}$ ) يمكن التعبير عنها رياضياً :-

$$\frac{A_s}{A_{st}} = \frac{M}{M_{max}} = p \quad (11.8)$$

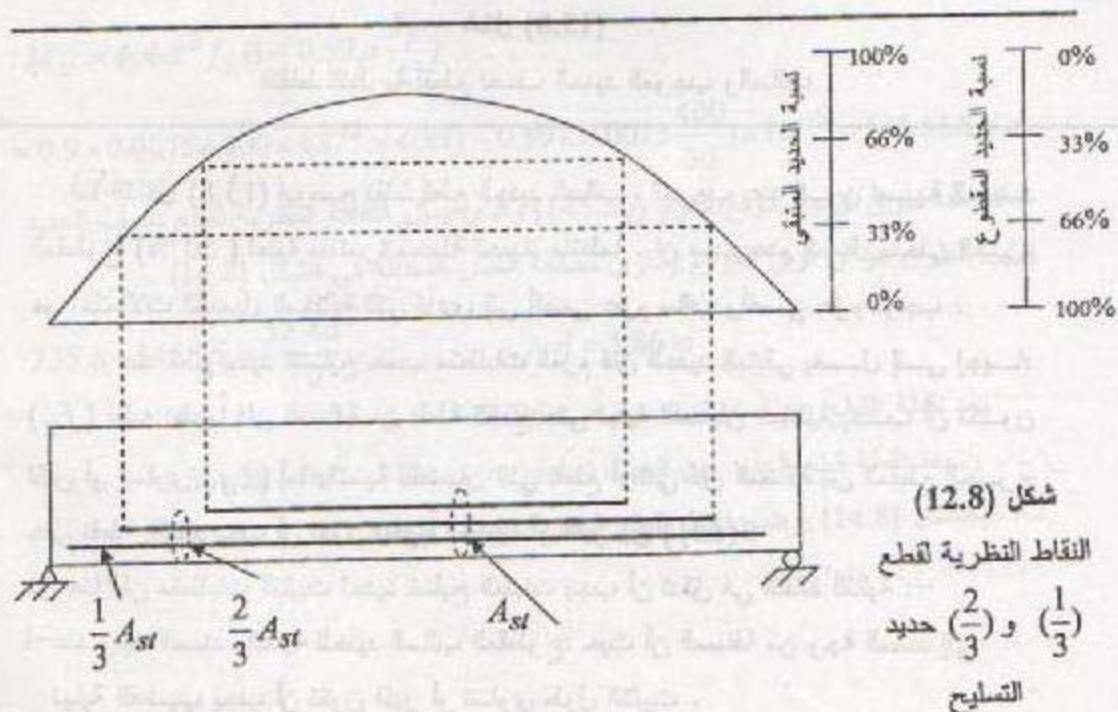
حيث

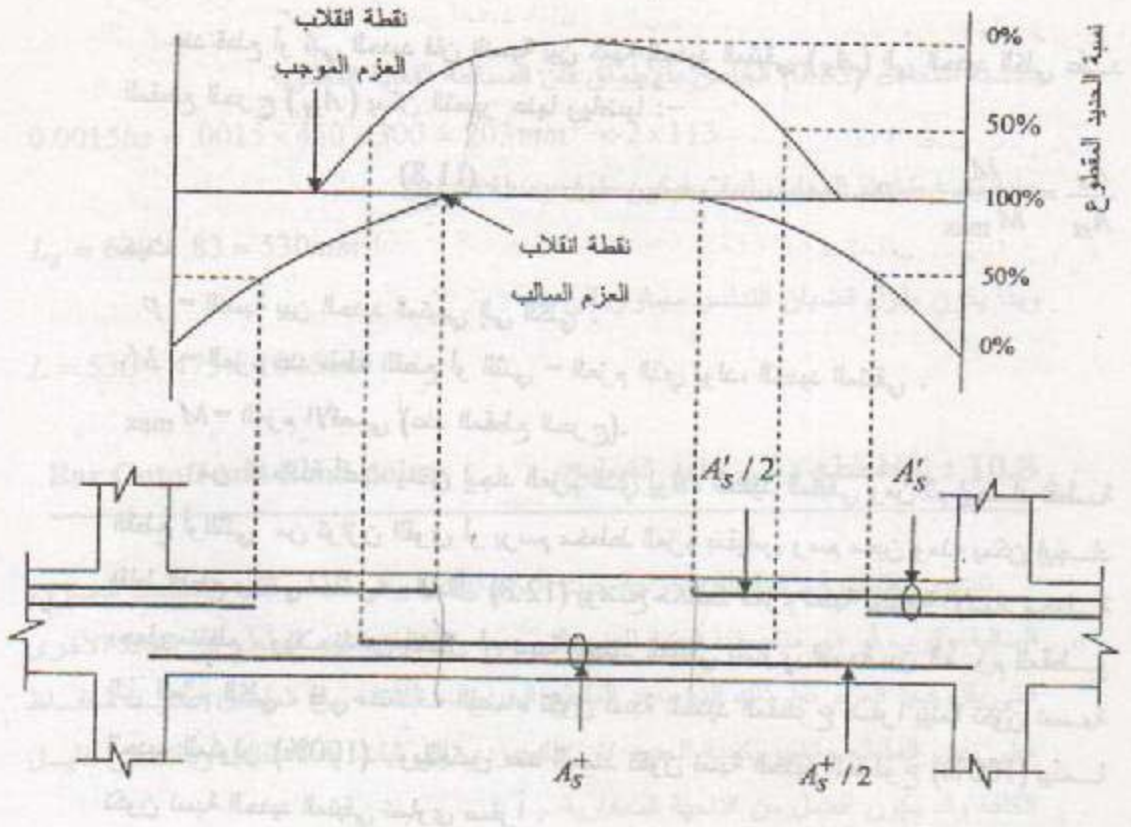
$p$  = النسبة بين الحديد المتبقي إلى الكلي .

$M$  = العزم عند نقطة القطع أو الثني = العزم الذي يولده الحديد المتبقي .

$M_{max}$  = العزم الأقصى (عند المقطع الحرج).

من المعادلة أعلاه يمكن إيجاد العزم الذي يولده الحديد المتبقي ومن ثم إيجاد نقطة القطع أو الثني من توازن القوى أو برسم مخطط العزم بمقياس رسم معين ومنه يمكن إيجاد نقاط القطع والثني مباشرة . الشكل (12.8) يوضح مخطط العزم لعنبة بسيطة الإسناد محملة بحمل منتظم . ويلاحظ من الشكل أن نسبة الحديد المتبقي تساوي النسبة بين العزم للمقطع إلى العزم الكلي . ففي منتصف النضاء تكون نسبة الحديد المقطوع صفرأ بينما تكون نسبة الحديد المتوفر (100%) . وبالعكس عند المسند تكون نسبة الحديد المقطوع (100%) بينما تكون نسبة الحديد المتبقي تساوي صفرأ .





شكل (13.8)

النقاط النظرية لقطع نصف الحديد الموجب والسالب

أما الشكل (13.8) فيوضح نقاط قطع الحديد السالب والموجب عند كون نسبة الحديد المقطوع (50%) لعتبة مستمرة محملة تحميلًا منتظمًا. إن سبب عدم اتصال منحنى العزم هو احتمالات التحميل المختلفة التي تؤدي إلى أقصى عزم سالب وأقصى عزم موجب. عند قطع حديد التسليح حسب متطلبات العزم فإن الحديد المتبقي يصل إلى إجهاد ( $f_y$ ) عليه نظرياً فإن المسافة من نقطة القطع حتى نهاية القضبان المتبقية يجب أن تكون أكبر أو تساوي ( $\ell_d$ ) أما بالنسبة للقضبان التي تقطع أو تنشئ فإن المسافة من المقطع الخارج حتى نقطة القطع يجب أن تكون نظرياً مساوية أو أكبر من ( $\ell_d$ ). من هنا فإن متطلبات التثبيت لحديد تسليح العتبات يجب أن تدقق في النقاط التالية :-

أ- عند وجه المسند بالنسبة للحديد السالب المقطوع: حيث أن المسافة من وجه المسند إلى نهاية القضيب يجب أن تكون أكبر أو تساوي طول التثبيت.



ب- عند العزم الموجب الأقصى للحديد المقطوع الموجب حيث أن المسافة من المقطع الحرج حتى نهاية التضياب يجب أن تكون أكبر أو تساوي  $(ld)$ .

ج- عند نقاط القطع بالنسبة للحديد المتبقي حيث أن المسافة من نقطة القطع حتى نهاية التضياب يجب أن تكون أكبر أو تساوي طول التثبيت.

النقطة النظرية لقطع كل الحديد السالب هي نقطة انقلاب العزم السالب والنقطة النظرية لقطع كل الحديد الموجب هي نقطة انقلاب العزم الموجب.

### مثال 8.8

جد النقاط النظرية لقطع نصف الحديد حسب متطلبات الانحناء للعتبة في المثال (2.8) والموضحة في الشكل (5.8).

#### الحل

يمكن حساب عزم الانحناء للجزء المستمر من المعادلة (11.8) وعلى اعتبار أن إجهاد الحديد يساوي  $(f_y)$  ألا إننا سنتبع طريقة أدق.

عزم مقاومة الانحناء للمقطع عند قطع نصف الحديد يمكن إيجاده كما يلي :-

$$\rho = \frac{0.015}{2} = 0.0075$$

$$M_u = \phi \rho b d^2 f_y (1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f_c})$$

$$= 0.9 \times 0.0075 \times 300 \times 437^2 \times 400 (1 - 0.59 \times 0.0075 \frac{400}{30}) \times 10^{-6} = 145.56 \text{ KN.m}$$

هناك عدة طرق لإيجاد موقع العزم (145.56) والذي يمثل النقطة النظرية لقطع نصف الحديد أسهل الطرق هو أن فرق العزوم يساوي مساحة القص المظللة في الشكل (14.8).

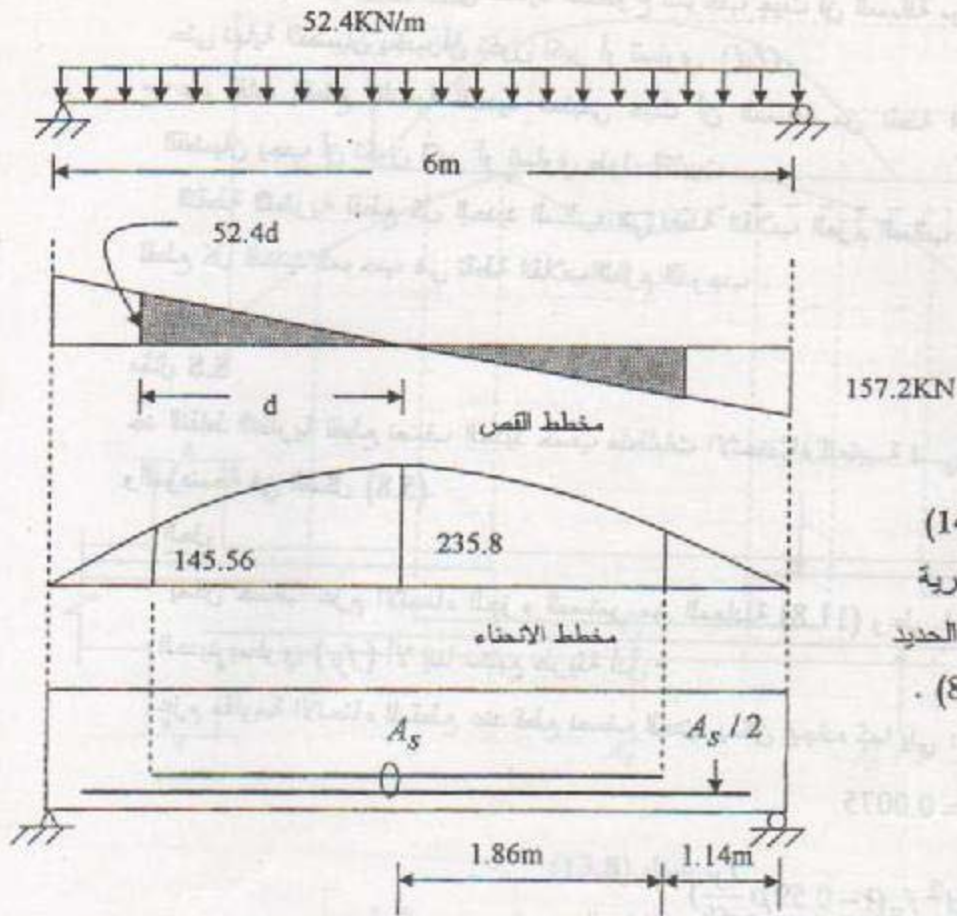
$$235.8 - 145.56 = \frac{52.4 d^2}{2} \quad \therefore d = 1.86 \text{ m}$$

بعد نقطة القطع عن منتصف العتبة = 1.86m

$\therefore$  بعد نقطة قطع الحديد عن المسند تساوي

$$x = 3 - 1.86 = 1.14 \text{ m}$$

والشكل (14.8) يوضح نقاط القطع النظرية لنصف الحديد.



شكل (14.8)  
النقاط النظرية  
لقطع نصف الحديد  
للمثال (8.8).

### مثال 9.8

العتبة الموضحة في الشكل (15.8) تشكل جزءاً من هيكل خرساني مسلح لبنانية متعددة الطوابق . وجد من التحليل الإنشائي المرن أن العزوم السالبة لبداية ونهاية العتبة هي :

$$M_A = -120 \text{ kN.m} \quad M_B = -180 \text{ kN.m}$$

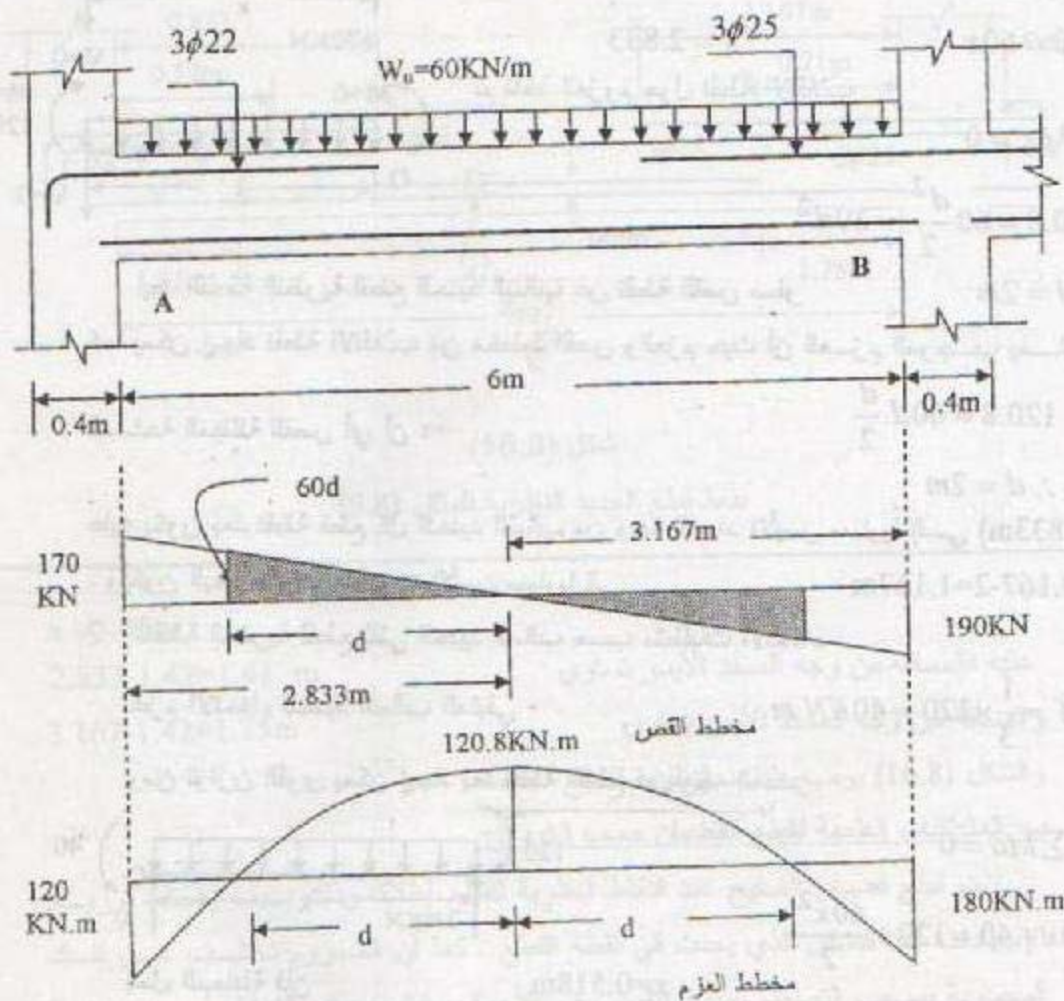
جد:-

- 1- النقاط النظرية لقطع كل الحديد السالب حسب متطلبات الانحناء .
- 2- النقاط النظرية لقطع ثلثي الحديد السالب حسب متطلبات الانحناء .
- 3- النقاط النظرية لقطع نصف الحديد الموجب حسب متطلبات الانحناء .

علماً أن  $f_y = 300 \text{ Mpa}$  و  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$  اعتبر أن الإجهاد للحديد في المقاطع

الحرجة =  $f_y$





شكل (15.8)  
تفاصيل العتبة للمثال (9.8)

**الحل :-** بأخذ العزوم حول النهاية (B) يتم إيجاد رد القفل عند وجه المسند الأيسر ومن مجموع القوى العمودية يتم إيجاد رد القفل عند وجه المسند الأيمن ومن ثم رسم مخطط القص وعزم الانحناء كما موضح على الشكل .

1- لإيجاد نقطة قطع الحديد السالب يتم إيجاد نقطة الانقلاب (نقطة العزم صفر) فهي تمثل النقطة النظرية لقطع كل الحديد السالب ويتم ذلك بأخذ توازن القوى للجزء من نقطة الانقلاب إلى وجه المسند أو توازن القوى للجزء من نقطة القص صفر إلى نقطة الانقلاب في البداية يتم إيجاد النقطة التي فيها القص يساوي صفر

$$\sum F_y = 0$$

$$170 = 60x$$

$$x = 2.833$$

ثم نأخذ العزوم حول نقطة الانقلاب

$$\sum M_o = 0$$

$$120.8 = 60 \frac{d^2}{2} = 30d^2$$

$$d = 2m$$

بعد النقطة النظرية لقطع الحديد السالب عن نقطة القص صفر

كما يمكن إيجاد نقطة الانقلاب من مخطط القص والعزم حيث أن العزم الموجب يساوي

$$120.8 = 60d \cdot \frac{d}{2}$$

المساحة المظللة للقص أي أن :-

$$\therefore d = 2m$$

عليه يكون بعد نقطة قطع كل الحديد السالب من وجه المسند الأيسر مساوياً إلى (0.833m)

$$3.167 - 2 = 1.167m$$

ويكون البعد عن وجه المسند الأيمن مساوياً إلى

2- النقطة النظرية لقطع ثلثي الحديد السالب حسب متطلبات الانحناء

$$M = \frac{1}{3} \times 120 = 40 KN.m$$

عزم الانحناء للحديد السالب المتبقي

ومن توازن القوى يمكن إيجاد بعد نقطة القطع عن وجه المسند .

$$\sum M_o = 0$$

$$170x + 40 = 120 + \frac{60x^2}{2}$$

$$x = 0.518m$$

بحل المعادلة فإن

أي أن بعد نقطة قطع ثلثي الحديد السالب النظرية تساوي (0.52m) عن وجه المسند

وبنفس الطريقة فإن نقطة قطع ثلثي الحديد السالب من جهة اليمين تساوي (0.71m) .

3- النقطة النظرية لقطع نصف الحديد الموجب

$$M = \frac{120.8}{2} = 60.4 KN.m$$

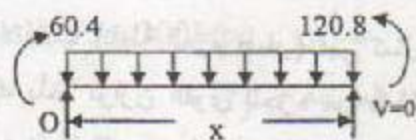
العزم للحديد المتبقي يساوي

ومن توازن القوى لجزء العتبة من النقطة التي عندها القص = صفر إلى نقطة القطع يمكن

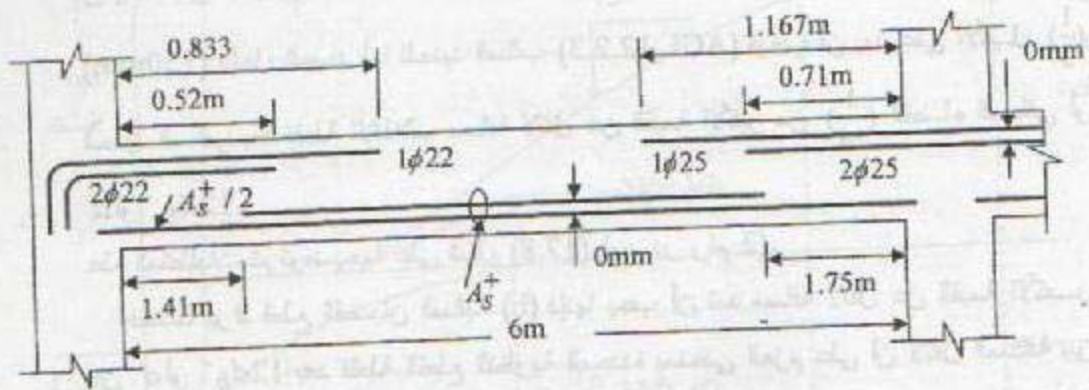
إيجاد المسافة .

$$\sum M_o = 0$$

$$60.4 + \frac{60x^2}{2} = 120.8$$







شكل (16.8)

نقاط قطع الحديد النظرية للمثال (9.8)

$$x = 1.42m$$

$$2.833 - 1.42 = 1.41 \text{ m}$$

$$3.167 - 1.42 = 1.75m$$

عليه فالمسافة من وجه المسند الأيسر تساوي

والمسافة من وجه المسند الأيمن تساوي

والشكل (16.8) يوضح للنقاط النظرية للقطع أعلاه .

# المحاضرة الثانية والثلاثين

## ب- المتطلبات العلمية لقطع القضبان حسب الكود :-

لا يتم قطع قضبان التسليح عند النقاط النظرية للقطع إطلاقاً وذلك بسبب إعادة توزيع الإجهادات عند التشقق الذي يحدث في نقطة القطع . كما أن العزوم تختلف عن تلك المحسوبة بموجب التصميم بسبب التقريب في الأحمال والتقريب في التحليل أو بسبب هبوط الأسس أو بسبب الأحمال الجانبية (أحمال الريح) .

وحسب الكود (ACI 12.10.3) فإن كل قضيب يجب أن يمد مسافة مساوية إلى  $(d)$  أو  $(12d_b)$  (أيهما أكبر) بعد النقطة النظرية التي يقطع عندها ذلك القضيب (بسبب عدم الحاجة إليه حسب منحنى العزم) بالإضافة إلى ذلك فمن الضروري أن يكون هناك طول مناسب للقضيب أو تثبيت نهائي (كلاّب) أو كليهما معاً بحيث تكون القوة الناتجة عن إجهادات التماسك مساوية إلى قوة القضيب .

للحالات الاعتيادية التي لا تحوي تثبيت نهائي فإن طول التثبيت  $(\ell_d)$  يجب توفيره بعد السطح الحرج الذي عنده تكون الإجهادات ذات قيمة قصوى . إن موقع المقطع الحرج يكون عند العزوم القصوى أو عند النقاط التي يقطع فيها جزء من الحديد عند عدم الحاجة إليه .

ولكي تعكس إمكانية التغير في موقع الإجهاد الأقصى فإن الكود (ACI 12.11.1) يتطلب أن يمد على الأقل  $(\frac{1}{3})$  الحديد الموجب أو رבעه (الحالات العتبات المستمرة) على الأقل مسافة  $(150mm)$  داخل المسند أما للحديد السالب (ACI 12.2.3) فيجب أن يمد على الأقل  $(\frac{1}{3})$  الحديد السالب بعد نقطة الانقلاب مسافة لا تقل عن القيمة الأكبر من  $(\frac{1}{16})$  الفضاء الصافي أو  $d$  أو  $12d_b$ .

هذه المتطلبات تم توضيحها على شكل (17.8) (مصدر رقم 2).

فعندما يراد قطع القضبان السالبة (b) فإنها يجب أن تمتد مسافة لا تقل عن القيمة الأكبر من  $d$  أو  $12d_b$  بعد نقطة القطع النظرية المحددة بمنحنى العزم على أن لا تقل المسافة بين وجه المسند ونقطة القطع عن  $(\ell_d)$  .

الجزء المتبقي (d) من الحديد السالب (على الأقل ثلث الحديد) يجب أن يمد مسافة لا تقل عن القيمة الأكبر من  $(\frac{1}{16})$  طول الفضاء الصافي أو  $d$  أو  $12d_b$  بعد نقطة الانقلاب على

أن لا تقل المسافة من النقطة النظرية لقطع الحديد (b) إلى نقطة قطع الحديد (d) عن  $(\ell_d)$  .

أما بالنسبة للقضبان الموجبة (a) فإنها يجب أن تمتد مسافة لا تقل عن القيمة الأكبر من

$d$  أو  $12d_b$  بعد نقطة القطع النظرية على أن لا تقل المسافة بين نقطة القطع ونقطة العزم

الأقصى عن  $(\ell_d)$  . أما القضبان الموجبة المتبقية (c) فإنها يجب أن تمتد مسافة  $(\ell_d)$  بعد

نقطة قطع القضبان (a) النظرية أو تمتد حتى مسافة  $(150mm)$  داخل المسند أيهما أكبر .

عند قطع القضبان في منطقة الشد هناك ميل لزيادة تشققات الانحناء والشد القطري

المنطقة المجاورة للنهاية المقطوعة وهو قد يؤدي إلى نقصان مقاومة القص للعتبة عليه فإن

الكود يتطلب أن لا يقطع أي قضيب شد مالم يتحقق على الأقل واحد مما يلي (ACI

12.10.5).

1 - أن لا تزيد قوة القص التصميمية  $(V_u)$  في نقطة القطع عن  $(\frac{2}{3})$  مقاومة القص

التصميمية أي أن :-

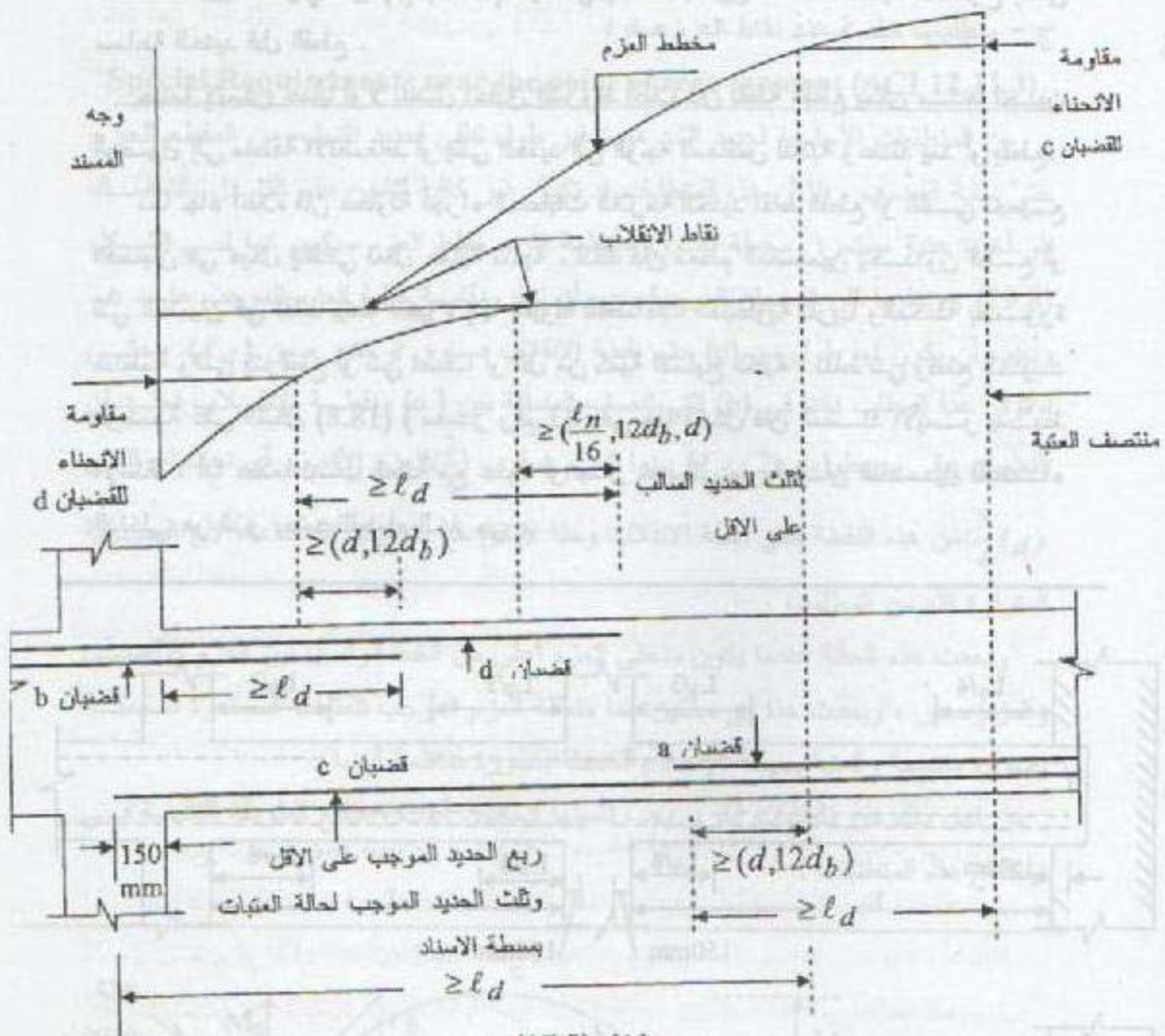
$$V_u \leq \frac{2}{3} \phi (V_c + V_s) \dots \dots \dots (12.8)$$

2- للقضبان بقطر  $(36mm)$  أو أقل يجب أن توفر القضبان المستمرة ضعف المساحة

اللازمة للانحناء في نقطة القطع ولا يزيد القص التصميمي عن  $(\frac{3}{4})$  مقاومة القص

التصميمية أي أن :-





شكل (17.8)

المتطلبات لعملية القطع القضبان (مصدر رقم 2)

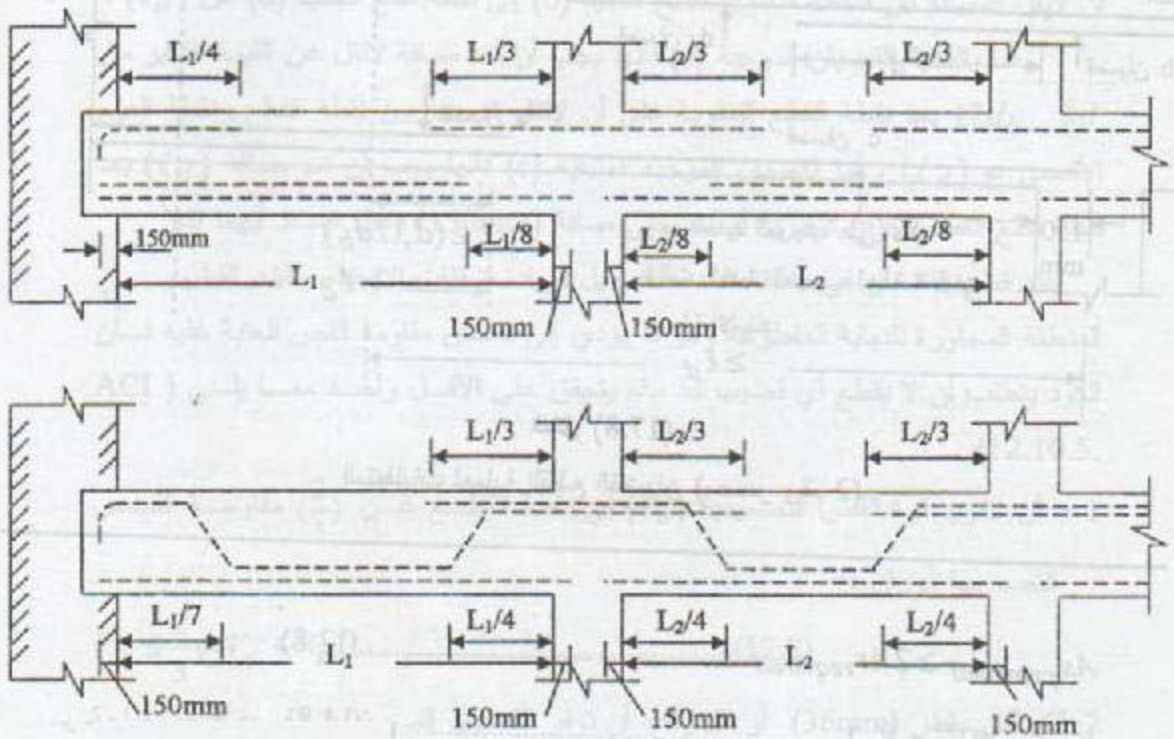
$$A_s \text{ provided} \geq 2 A_s \text{ required} \dots (13.8)$$

$$V_u \leq \frac{3}{4} \phi (V_c + V_s) \dots (14.8)$$

3- توفير مساحة إضافية لحديد الاتاري لمسافة على طول القضيب المقطوع من نقطة القطع لا تقل عن  $(\frac{3}{4}d)$  ويجب أن لا تقل المساحة الإضافية للاتاري عن  $(\frac{0.4b_w s}{f_y})$  ولا تزيد

المسافات بين الاتاري عن  $(d/8\beta_b)$  حيث  $\beta_b$  = النسبة بين مساحة الحديد المقطوع إلى مساحة الحديد قبل القطع .

حينما لا يمكن عملياً أو لا يفضل تحقيق الشروط أعلاه فإن نقطة القطع يمكن مدها لحين الوصول إلى منطقة الانضغاط أو يثنى الحديد إلى الوجه المعاكس للعتبة وعندئذ يمد أو يقطع . مما جاء أعلاه فإن محاولة إجراء الحسابات اللازمة لتحديد نقاط القطع أو الثني لجميع القضبان في هيكل إنشائي تمثل عملية متعبة . لذلك فإن معظم المصممين يحددون قطع أو ثني القضبان في نقاط بينت الخبرة إنها مقبولة للفضاءات المتساوية تقريباً والمحملة بصورة منتظمة والتي يتم قطع أو ثني نصف أو أقل من كمية التسليح الكلية . نقاط ثني وقطع الحديد موضحة على الشكل (18.8) ( مصدر رقم 3). في هذا الشكل فإن المسند الأيسر بسيط الإسناد ، أما عندما تصب العتبة مع عمود أو جدار خرساني ميوية فإن التفصيل للفضاء الداخلي هو الذي يعتمد للفضاء الخارجي .



شكل (18.8)

نقاط قطع وثني الحديد القياسية في فضاءات متساوية تقريباً ومحملة بصورة منتظمة  
مصدر رقم (3)

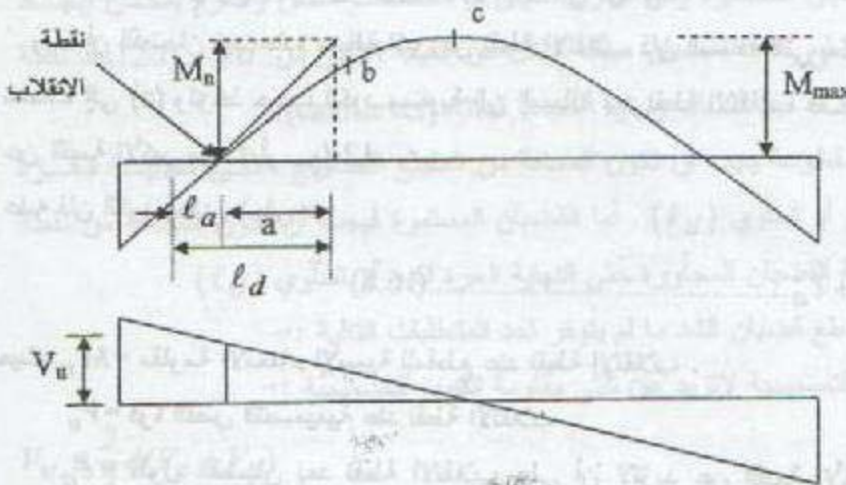


ج - متطلبات خاصة عند نقاط العزم صفر:

### Special Requirements near the point of zero moment (ACI 12.11.3)

من المتطلبات الأساسية لحديد الشد هو توفير طول كافى لحديد التسليح من المقطع الحرج حتى نهاية القضيب ، إلا أن هذه المتطلبات قد تكون غير كافية لتأمين عدم الفشل بالتماسك فلو أخذنا عتبة مستمرة ومحملة بصورة منتظمة فإن مخطط العزم سيكون كما في الشكل (19.8) . ونظرياً فإن القضبان الموجبة يجب أن توفر مقاومة كافية للعزم الموجب عند  $c$  . ويجب أن يكون لها طول من  $(c)$  حتى نقطة الانقلاب مساوي أو اكبر من  $(\ell_d)$  . وحتى لو توفر هذا المطلب فإننا في  $(b)$  التي تتصف المسافة بين  $(c)$  ونقطة الانقلاب نجد أن القضبان يبقى من طولها  $(\ell_d/2)$  بينما العزم يساوي  $(\frac{3}{4})$  العزم الأقصى أي نحتاج إلى  $(\frac{3}{4}\ell_d)$  من هذه النقطة حتى نقطة الانقلاب وهذا لا يتفق مع متطلبات التماسك لأن المسافة المتوفرة أقل من المطلوب .

وتحدث هذه الحالة عندما يكون منحنى العزم أعلى من الخط الواصل بين العزم الأقصى والعزم صفر ، ويحدث هذا في حالتين هما منطقة العزم الموجب للعتبات المستمرة المحملة بصورة منتظمة والعتبة بسيطة الإسناد والمحملة بصورة منتظمة أيضاً . من أجل ذلك فإن متطلبات أخرى يجب تأمينها للحالتين أعلاه وستتبع الطريقة التالية في توضيح هذه المتطلبات :-



شكل (19.8) : متطلبات التثبيت عند نقطة الانقلاب

لو أخذنا جزءاً صغيراً من عتبة ( $dx$ ) فإن قوة التماسك لوحدة الطول تساوي حاصل قسمة معدل تغير قوة الشد على هذا الطول أي ( $dT/dx$ ). أن معدل تغير قوة الشد يساوي معدل تغير العزم مقسوم على ذراع العزم ( $z$ ) وبذلك تكون قوة التماسك لوحدة الطول مساوية إلى

$$u = \frac{dT}{dx} = \frac{dM}{zdx} = \frac{V}{dx} \dots (15.8)$$

عليه فقوة التماسك تكون أعظم ما يمكن عند نقطة الانقلاب حيث القص أعظم ما يمكن (بالنسبة للحديد الموجب) ثم تتناقص إلى أن تصل إلى الصفر عند العزم الأقصى حيث القص يساوي صفر. لو فرضنا أن قوة القص في منطقة العزم الموجب ثابتة ومساوية إلى قوة القص التي تسبب أعظم قوة تماسك (عند نقطة الانقلاب) فإن منحنى العزم سيكون مستقيماً ومماساً لمنحنى العزم عند نقطة الانقلاب.

إذا ساوى العزم المفترض أعلاه مقاومة الانحناء الاسمية للقضبان عند مسافة تبعد أقل من  $\ell_d$  عن نقطة الانقلاب فإن هذا يعني أن فشل التماسك سيحدث قبل فشل الانحناء أي أن بعد النقطة التي يتساوى فيها العزم المفترض مع المقاومة الاسمية للقضبان يجب أن تكون أكبر أو يساوي ( $\ell_d$ ) عن نقطة الانقلاب حتى لا يحدث فشل التماسك. هذه المسافة تساوي حاصل قسمة العزم المفترض على القص (الذي افترض ثابتاً) أي أن :-

$$a = \frac{M_n}{V_u}$$

حيث ( $a$ ) هي المسافة التي يتساوى عندها العزم المفترض مع المقاومة الاسمية للمقطع عند نقطة الانقلاب. أن ( $a$ ) يجب أن تكون مساوية أو أكبر من  $\ell_d$ .

وبما أن القضبان تمتد عادة مسافة أكبر من نقطة الانقلاب فإن المسافة التي يمتدها القضيب تضاف إلى ( $a$ ) وتؤخذ حسب الكود مساوية إلى المسافة بعد نقطة الانقلاب على أن لا تزيد عن القيمة الأكبر من  $d$  أو  $12d_b$ . عليه فإن الكود يحدد ما يلي :-

$$\ell_d \leq \frac{M_n}{V_u} + \ell_a \dots (16.8)$$

حيث  $M_n$  = مقاومة الانحناء الاسمية للمقطع عند نقطة الانقلاب.

$V_u$  = قوة القص التصميمية عند نقطة الانقلاب.

$\ell_a$  = طول القضبان بعد نقطة الانقلاب على أن لا تزيد عن القيمة الأكبر من  $d$  أو  $12d_b$ .



وعند المسند للعتبات بسيطة الإسناد فإن الانضغاط الذي يسببه رد الفعل يفيد في زيادة مقاومة التماسك ومنع الانشطار عليه فإن  $(\ell_d)$  تقل وتعبير آخر يمكن زيادة المسافة (a) التي تقارن مع  $(\ell_d)$  وكما يلي :-

$$\ell_d \leq 1.3 \frac{M_n}{V_u} + \ell_a \dots \dots \dots (17.8)$$

حيث  $\ell_a$  = المسافة من مركز المسند حتى نهاية القضيب

$M_n$  = المقاومة الاسمية للانحناء عند المسند .

$V_u$  = قوة القص التصميمية عند المسند .

إن التحديد الوارد في المعادلات أعلاه قد يؤدي إلى استعمال قضبان اصغر وذلك لتقليل  $(\ell_d)$ .

نلاحظ من النقاط الواردة في هذه الفقرة أن عملية تحديد نقاط القطع هي عملية معقدة نوعاً ما وتؤدي إلى كثير من الجهد والوقت ، عليه يفضل كثير من المهندسين مد كل الحديد الموجب داخل المسند مسافة (150mm) ومد كل الحديد السالب المسافة المطلوبة بعد نقطة الانقلاب .

#### د . ملخص خطوات تحديد نقاط قطع قضبان حديد التسليح .

يتبين مما سبق أن قطع القضبان يخضع لمتطلبات كثيرة يمكن تلخيصها فيما يلي :-

- 1 - يتم إيجاد نقاط القطع النظرية حسب متطلبات الانحناء وذلك بحساب المقاومة التصميمية للانحناء للقضبان المستمرة ومن توازن القوى أو مخططات القص والعزم يمكن إيجاد موقع نقاط القطع . تمتد القضبان مسافة لا تقل عن القيمة الأكبر من  $d$  أو  $12d_b$  بعد نقطة القطع النظرية ما عدا المساند ونهاية العتبات النابتة (cantilever) .
- 2 - للقضبان المقطوعة يجب أن تكون المسافة من المقطع الحرج حتى النهاية الحرة للقضبان أكبر أو تساوي  $(\ell_d)$  . أما القضبان المستمرة فيجب أن تكون المسافة من نقطة القطع النظرية للقضبان المجاورة حتى النهاية الحرة أكبر أو تساوي  $(\ell_d)$  .
- 3 - يجب عدم قطع قضبان الشد ما لم يتوفر أحد المتطلبات التالية :-  
أ- قوة القص التصميمية لاتزيد عن ثلثي مقاومة القص التصميمية :-

$$V_u \leq \frac{2}{3} \phi (V_c + V_s)$$

ب- القضبان المستمرة توفر ضعف المساحة اللازمة للانحناء في نقطة القطع ولا تزيد قوة

القص التصميمية عن  $(\frac{3}{4})$  مقاومة القص التصميمية أي أن :-

\* نسبة الحديد المتوفر إلى المطلوب اكبر أو تساوي (2)  $\frac{A_{s\text{ provided}}}{A_{s\text{ required}}} \geq 2$

$$V_u \leq \frac{3}{4} \phi (V_c + V_s)$$

ج:- توفير مساحة إضافية لحديد القص على طول التضييب المقطوع بمسافة لا تقل عن  $(\frac{3}{4}d)$  من نقطة القطع على أن لا تقل المساحة الإضافية للتأري عن  $(\frac{0.4b_w S}{f_y})$  ولا تزيد المسافة بين التأري عن  $(d/8\beta_b)$  أي أن :-

$$(A_v)_{\text{excess}} \geq \frac{0.4b_w S}{f_y}$$

$$s \leq d/8\beta_b$$

$$\beta_b = \frac{\text{مساحة الحديد المقطوع}}{\text{مساحة الحديد قبل القطع}}$$

4 - يجب أن يمد على الأقل  $(\frac{1}{3})$  الحديد السالب الكلي مسافة لا تقل عن القيمة الأكبر من d) ،  $12d_b$  ،  $\frac{1}{16}$  الفضاء الصافي ( بعد نقطة الانقلاب .

5 - يجب أن يمد على الأقل  $(\frac{1}{3})$  الحديد الموجب الكلي للعتبات بسيطة الإسناد و  $(\frac{1}{4})$  الحديد الموجب الكلي للعتبات المستمرة مسافة لا تقل عن (150mm) داخل المسند وفي حالة كون الهيكل يقاوم أحمال جانبية (أحمال الريح مثلاً) فإن الحديد الذي يمد داخل المسند يعمل له كلاب بحيث يولد  $(f_y)$  عند وجه المسند .

6 - للعتبات المستمرة فإن الحديد الموجب المستمر عند نقطة الانقلاب يجب أن يحقق ما يلي :-

$$\ell_d \leq \frac{M_n}{V_u} + \ell_a$$

واللعتبات بسيطة الإسناد فإن الحديد المستمر عند المسند يجب أن يحقق ما يلي :-

$$\ell_d \leq 1.3 \frac{M_n}{V_u} + \ell_a$$

وستوضح هذه الخطوات في المثال أدناه :-



## مثال 10.8

للعتبة الموضحة في المثال (2.8) يمد قضيبان داخل المسند (200mm) بينما يقطع القضيبان الباقيان في النقطة التي لم تعد هناك حاجة لهما حسب متطلبات الانحناء. جد موقع نقطة القطع حسب متطلبات الانحناء ثم دقق متطلبات التثبيت للحديد المقطوع والمتبقى، عرض المسند باتجاه محور العتبة = 300mm.

الحل :- سنتبع الخطوات المذكورة أعلاه .

1 - نقطة القطع تبعد (1.86m) عن مركز العتبة وقد تم إيجادها في المثال (8.8) ويجب أن تمتد القضبان مسافة تساوي القيمة الأكبر من :-

$$d = 437mm$$

$$12d_b = 12 \times 25 = 300mm$$

$$L_1 = 1.86 + 0.437 = 2.3m$$

عليه فإن نقطة القطع تبعد مسافة تساوي عن مركز العتبة.

2 - ندقق متطلبات التثبيت :-

أ - بالنسبة للقضبان المقطوعة فإن  $\ell_d = 940mm$  (من المثال 2.8)

ب - بالنسبة للقضبان المستمرة يتم إيجاد  $(\ell_d)$  كما يلي :-

$$c_1 = c_2 = 63mm$$

$$c_3 = (300 - 2 \times 50 - 25) / 2 = 87.5mm$$

$$c \leq \begin{cases} c_1 \\ c_2 \\ c_3 \end{cases} \therefore c = 63mm$$

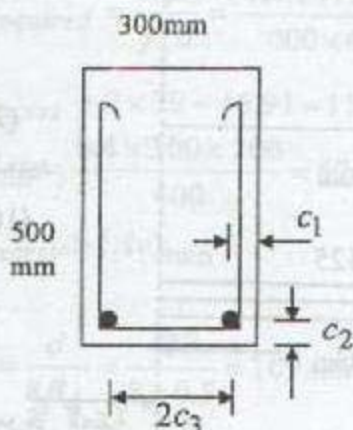
$$k_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{10 s n} = \frac{2 \times 79 \times 400}{10 \times 200 \times 2} = 15.8$$

$$\frac{c + k_{tr}}{d_b} = \frac{63 + 15.8}{25} = 3.152 > 2.5$$

استخدم القيمة ( 2.5 )

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{0.9 \times 400}{\sqrt{30} \times 2.5} = 26.3$$

$$\therefore \ell_d = 26.3 \times 25 = 658mm$$



ولا يوجد تعديل بسبب زيادة الحديد لأن الحديد المتوفر = الحديد المطلوب .

بالنسبة للقضبان المقطوعة فإن المسافة من مركز العتبة إلى نقطة القطع أكبر من  $(\ell_d)$  عليه

$$\text{فإن } L_1 = 2.3m$$

أما بالنسبة للقضبان المستمرة فإن الطول المتوفر يساوي :-

$$L_{\text{provided}} = (3 + 0.05) - 1.86 = 1.19m > \ell_d$$

عليه فإن نقطة القطع تحقق متطلبات التثبيت بالنسبة للقضبان المقطوعة و المستمرة

والشكل (20.8) يوضح المسافات المحسوبة أعلاه .

3. ندقق الشروط التالية :-

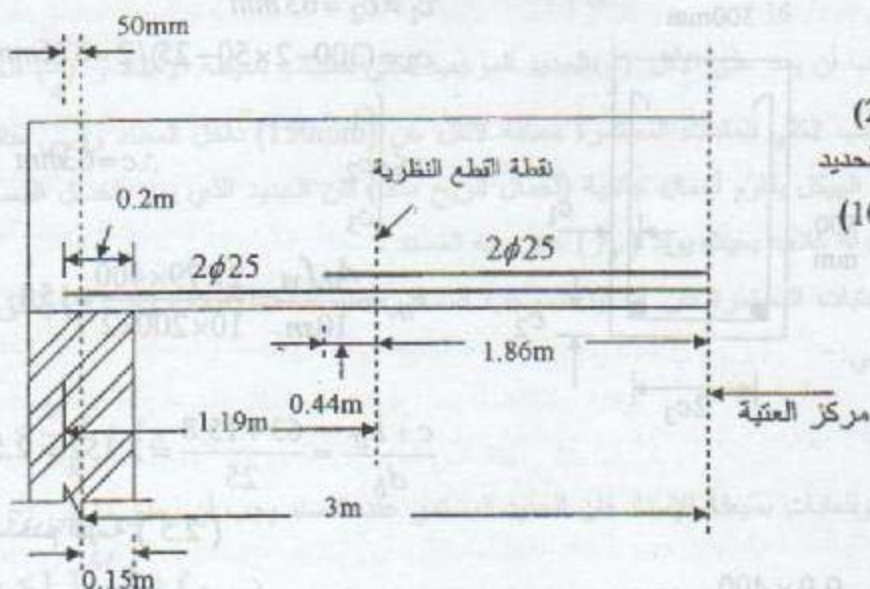
الحالة (أ) :-

$$V_u = 52.4 \times 2.3 = 120.52 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 300 \times 437 \times 10^{-3} = 119.68 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{2 \times 79 \times 400 \times 437}{200} \times 10^{-3} = 138.1 \text{ KN}$$

$$\frac{2}{3} \phi (V_c + V_s) = 128.9 \text{ KN}$$



شكل (20.8)

نقاط قطع الحديد

للمثال (10.8)



$$Vu < \frac{2}{3} \phi (Vc + Vs)$$

هذه النقطة متحققة

ومع ذلك فإننا سندقق النقطتين الباقيتين لأجل التوضيح فقط

الحالة ب:-

$$R = 52.4 \times 3 = 157.2$$

$$Mu = 157.2 \times 0.7 - 52.4(0.7)^2 / 2 = 97.2 \text{ KN.m}$$

بنفس الطريقة السابقة لحساب الحديد المطلوب فإن :-

$$As_{req} = 643 \text{ mm}^2$$

$$As_{provided} = 2\phi 25 = 892 \text{ mm}^2$$

$$\frac{As_{provided}}{As_{required}} < 2$$

هذه الحالة غير متحققة

الحالة ج:-

$$Vs = Vn - Vc = \frac{Vu}{\phi} - Vc$$

$$Vs = \frac{120.52}{0.75} - 119.68 = 41 \text{ KN}$$

$$(Av)_{required} = \frac{I'_{ss}}{f_y d} = \frac{41 \times 10^3 \times 200}{400 \times 437} = 46.91 \text{ mm}^2$$

$$(Av)_{excess} = 2 \times 79 - 46.91 = 111.09 \text{ mm}^2$$

$$(Av)_{min} = \frac{0.4 \times 300 \times 200}{400} = 60 \text{ mm}^2$$

$$(Av)_{excess} > (Av)_{min}$$

عليه فإن هذه النقطة متحققة

$$s_{max} = \frac{d}{8\beta_d} = \frac{437}{8 \times 0.5} = 109 \text{ mm}$$

عليه يجب أن نقل المسافة البينية للاتاري إلى (100mm) لمسافة من نقطة القطع تساوي :

$$0.75 \times 437 = 328 \text{ mm}$$

استخدم (5) أتاري لمسافة  $4 \times 100 = 400 > 328 \text{ mm}$  من نقطة القطع

4- مساحة الحديد التي تمتد داخل الممسد اكبر من (3/5)  $A_g$  كما أن مسافة امتدادها تساوي

(200mm) وهي اكبر من (150mm) عليه فالقاعدة متحققة .

5- عند المسند فان :-

$$\ell_d \leq 1.3 \frac{M_n}{V_u} + \ell_a$$

$$V_u = R = 157.2 \text{ KN}$$

$$M_u = 145.56 \text{ KN.m} \quad \text{من مثال (8.8) فان}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{145.56}{0.9} = 161.73 \text{ KN.m}$$

$$\ell_a = 50 \text{ mm}$$

$$\ell_d = 658 < 1.3 \times \frac{161.73}{157.2} \times 1000 + 50 = 1387 \text{ mm}$$

هذه الشرط متحقق .

### مسائل :-

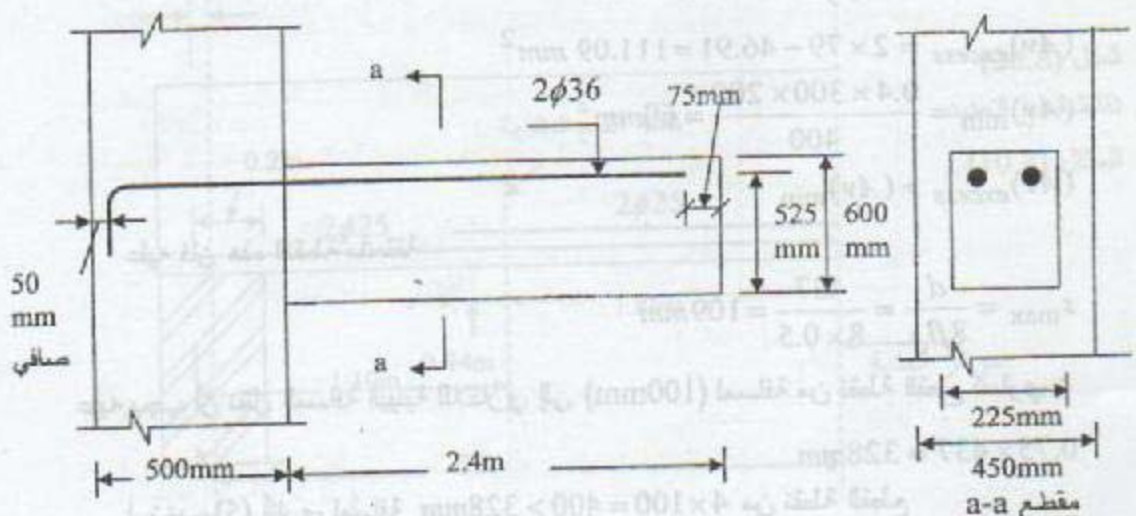
1.8 دقق صلاحية الطول المتوفر وفقا لمتطلبات التثبيت لقضبان التسليح داخل العتبة النائنة

أثناء والتي يسلط عليها حمل ميت خدمي مقداره (22KN/m) بضمنة الوزن الذاتي

للعتبة وحمل حي خدمي مقداره (43KN/m) ومسلحة بأثاري ذات مسافات بينية كما يلي

(من وجه العمود)  $1/75 \text{ mm}$ ,  $3/200 \text{ mm}$ ,  $5/250 \text{ mm}$  إذا كانت  $f_y = 400 \text{ Mpa}$

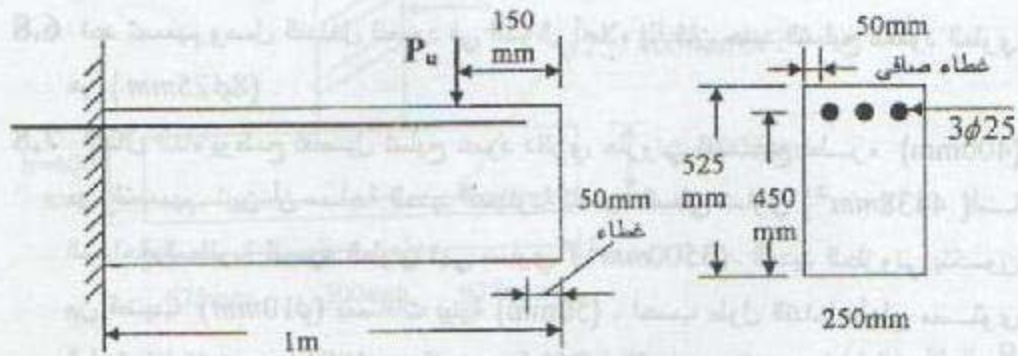
$$h = 600 \text{ mm} \quad , \quad d = 525 \text{ mm} \quad , \quad f'_c = 20 \text{ Mpa}$$



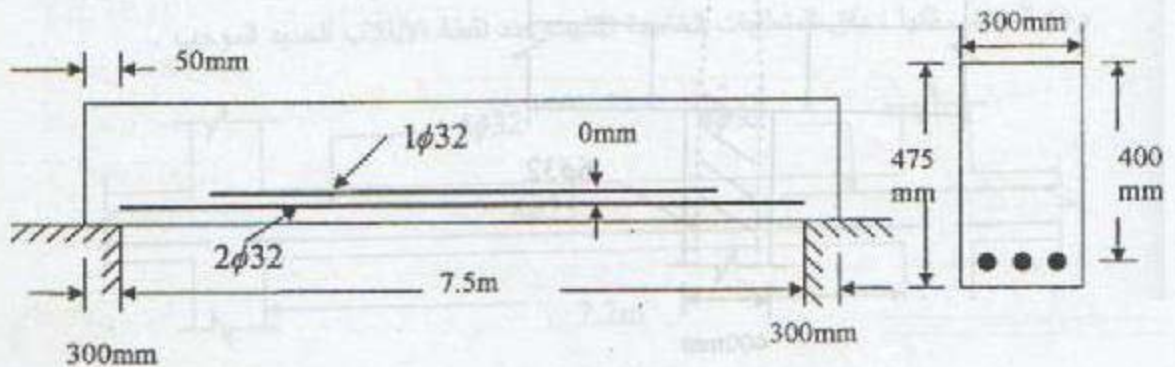


2.8 لنفس السؤال أعلاه دقق صلاحية الطول المتوفر للقضبان داخل العمود وإذا لم يكن الطول المتوفر كافياً استخدم كلاليب نوع (90) كما موضح على الشكل كذلك استخدم  $f'_c = 35Mpa$  ،  $f_y = 400Mpa$  ، ارسم تفاصيل الكلاب .

3.8 دقق الحاجة الى الكلاليب وحديد الحصر الجانبي للنهاية الحرة للعتبة الناشئة القصيرة أدناه والتي يسלט على نهايتها حمل مركز كبير . افترض أن قضبان الانحناء تصل إلى إجهاد الخضوع ( $f_y$ ) عند النهاية المقيدة وان  $f'_c = 30Mpa$  ،  $f_y = 400Mpa$  ، وضح تفاصيل الكلاليب وتسليح الحصر الجانبي إذا كانت هناك حاجة لهما .

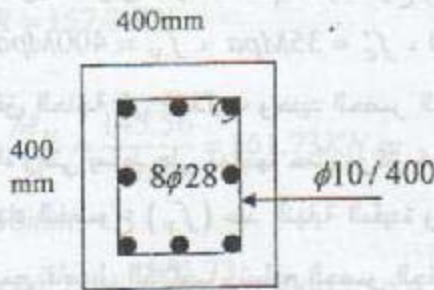


4.8 العتبة البسيطة الإسناد أدناه يسלט عليها حمل ميت خدومي مقداره  $8KN/m$  بضمنه الوزن الذاتي للعتبة وحمل حي خدومي مقداره  $(16KN/m)$  يتم قطع احد قضبان التسليح في النقطة التي لم تعد هناك حاجة إليه حسب متطلبات الانحناء . احسب المسافة الدنيا من مركز العتبة إلى نهاية القضيب المقطوع ، ودقق جميع متطلبات الانحناء والتثبيت للقضيب المقطوع والقضبان المستمرة . علماً أن حديد القص يتكون من أتاري بمسافات بينية مقدارها  $(200mm)$  وان  $f'_c = 30Mpa$  ،  $f_y = 400Mpa$  .



5.8 :- صمم وصل التداخل للعمود أدناه ، اعتبر أن جميع القضبان في حالة انضغاط .

$$f'_c = 30Mpa , f_y = 400Mpa$$



6.8 اعد تصميم وصل التداخل للعمود في السؤال أعلاه إذا كان حديد التسليح للعمود العلوي هو (8φ25mm) .

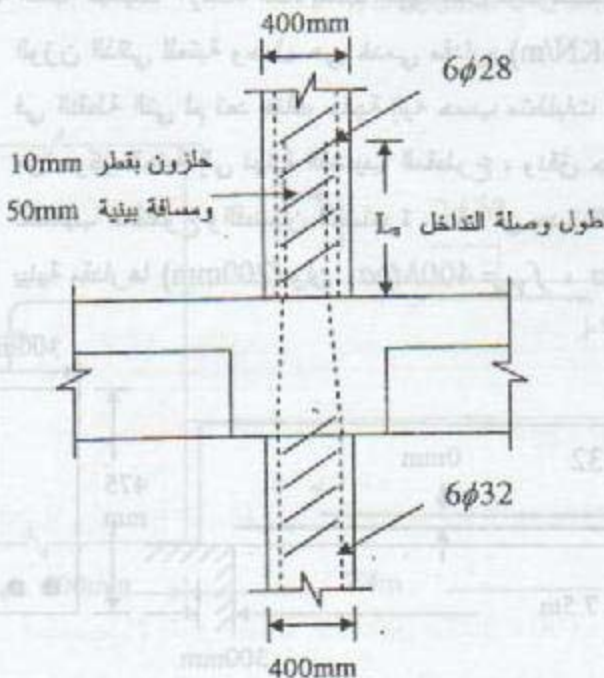
7.8 الشكل أدناه يوضح تفاصيل تسليح عمود دائري حلزوني التسليح قطره (400mm)

من التصميم تبين أن مساحة الحديد المطلوبة للعمود السفلي تساوي (4438mm<sup>2</sup>) أما

المساحة المطلوبة للعمود العلوي فهي تساوي (3500mm<sup>2</sup>) . الحديد الحلزوني يتكون

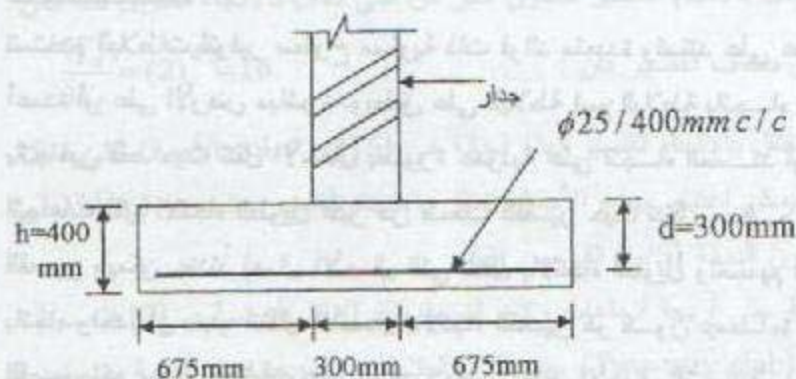
من قضيب (φ10mm) بمسافات بينية (50mm) . احسب طول التداخل أعلى مستوى

$$f'_c = 35Mpa , f_y = 400Mpa$$



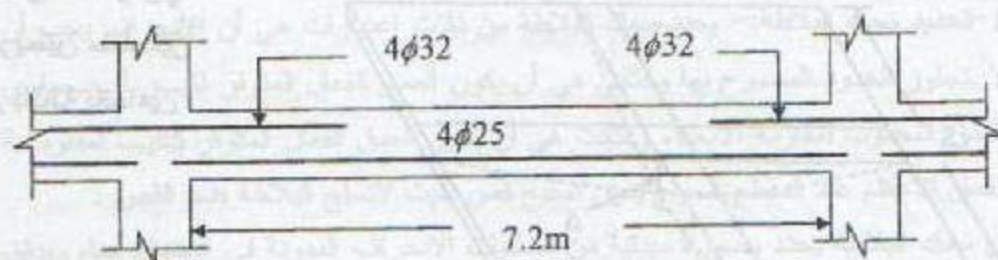


**8.8** دقق صلاحية الطول المتوفر لقضبان الاساس المستمر ادناه حسب متطلبات التثبيت علما أن المقطع الحرج هو وجه الجدار وإذا لم يكن الطول المتوفر كافياً صمم ككلايب بزاوية  $(90^\circ)$  وارسم تفاصيل الكلاب . ثم استخدم حل بديل عن الكلايب بتوفير قضبان ذات قطر اقل بحيث يصبح طول التثبيت اقل أو يساوي الطول المتوفر. حديد الشد يتكون من قضبان  $(\phi 25m)$  بمسافات مقدارها  $(400mm)$  بين المراكز. العمق الكلي للأساس  $(h=400mm)$  والعمق الفعال  $(d=300mm)$   $f'_c = 20Mpa$  ،  $f_y = 400Mpa$



**9.8** للمثال (4.8) احسب اكبر قطر للقضبان يمكن استخدامه لتثبيت القضبان داخل العمود بكلايب نوع  $(90^\circ)$  إذا كان الغطاء الصافي الجانبي  $(60mm)$  .  $f_y = 400Mpa$  ،  $f'_c = 30Mpa$

**10.8** العتبة المستمرة أدناه ، يسلط عليها حمل ميت خدمي مقداره  $(30KN/m)$  بضمانة وزن العتبة وحمل حي خدمي مقداره  $(44KN/m)$ . تم تحليل العتبة اعتماداً على معاملات الكود  $(\frac{1}{11}$  للعزم السالب و  $\frac{1}{16}$  للعزم الموجب ) فكانت الأبعاد الناتجة عن التصميم هي  $d=550mm$  ،  $b=350mm$  المطلوب :- أولاً : جد بعد نقطة قطع كل الحديد السالب عن وجه المسند . ثانياً : دقق المتطلبات الخاصة للتثبيت عند نقطة الانقلاب للحديد الموجب .



# المحاضرة الثالثة والثلاثين

## الفصل التاسع

### تصميم البلاطات باتجاه واحد والعنّبات المستمرة

### Design of One-Way Slabs and Continuous Beams

#### 1.8 مقدمة :-

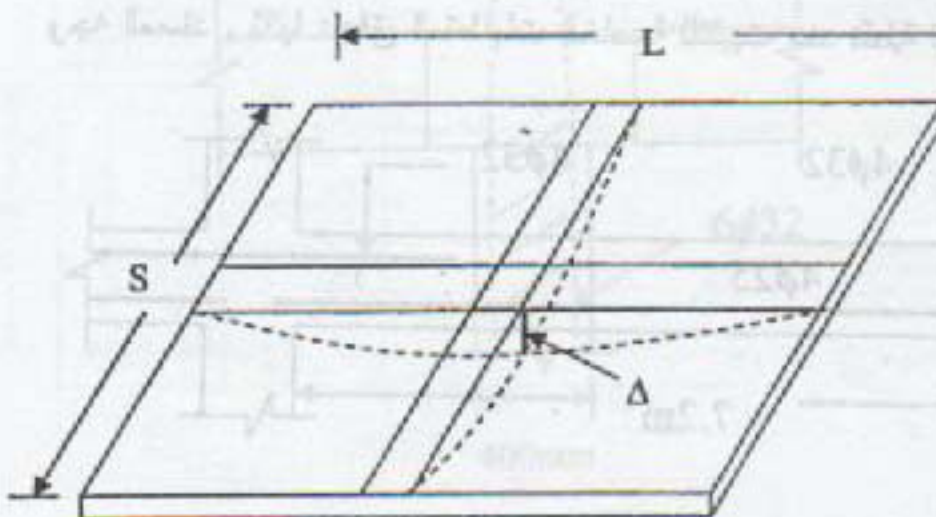
تستخدم البلاطات لتوفير سطوح مستوية ذات فوائد متعددة وتستند على عتبات أو جدران أو أعمدة أو على الأرض مباشرة. ويطلق على البلاطة اسم البلاطة باتجاه واحد إذا استندت باتجاهين فقط حيث تنقل الأحمال بصورة عمودية على اتجاه المسند أو استندت بأربعة اتجاهات لكن الاتجاه الطويل أكبر من ضعف القصير حيث تنقل معظم الأحمال بالاتجاه القصير ويمكن عندئذ إهمال الأحمال التي تنقل بالاتجاه الطويل وتصميم البلاطة على إنها باتجاه واحد. أن سبب انتقال الأحمال بالاتجاه القصير هو كون جساءة الانحناء بالاتجاه القصير أكبر، ففي المنشآت غير المحددة يكون مقدار الأحمال التي تنقل باتجاه معين متناسباً مع جساءة العضو لذلك الاتجاه.

ويمكن توضيح هذه الحقيقة بأخذ شريحتين في منتصف الفضائين للبلاطة الموضحة في الشكل (1.9) والذي يمثل بلاطة بسيطة الإسناد . وبافتراض أن الشريحتين لا تتأثران بالشرائح الأخرى فإن :

$$\Delta_s = K \frac{W_s S^4}{EI} = \text{الانحراف بالاتجاه القصير}$$

شكل (1.9)

الانحراف المركزي  
لشريحتين متعامدتين  
في بلاطة باتجاهين





$$\Delta \ell = K \frac{W_\ell L^4}{EI} \quad \text{الانحراف بالاتجاه الطويل} =$$

ولأن الشريحتين تلتقيان في المنتصف فإن:-

$$\Delta_s = \Delta_\ell$$

$$\therefore K \frac{W_\ell L^4}{EI} = K \frac{W_s S^4}{EI}$$

$$\therefore \frac{W_s}{W_\ell} = \left(\frac{L}{S}\right)^4 \dots\dots\dots (1.9)$$

عليه فالأحمال التي تنتقل بالاتجاه القصير ستكون أكبر من التي تنتقل بالاتجاه الطويل فإذا كان

$$\frac{W_s}{W_\ell} = (2)^4 = 16 \quad \text{الاتجاه الطويل يساوي ضعف القصير فإن :}$$

أي أن الأحمال التي تنتقل بالاتجاه القصير لهذه الحالة هي (16) مرة بقدر الأحمال التي تنتقل بالاتجاه الطويل وبذا يمكن اعتبار جميع الأحمال تنتقل بالاتجاه القصير وتصميم البلاطة على هذا الأساس عندما تكون النسبة (L/S) أكبر من (2) .

أما إذا استندت البلاطة على أربعة اتجاهات وكان النسبة (L/S) أقل أو تساوي (2) فتعرف بأنها بلاطة باتجاهين (Two-way slab) . وقد تكون البلاطات ذات عتبات متقاربة مستمرة باتجاه واحد فتعرف عندئذ بالبلاطات المضلعة باتجاه واحد (One-Way Ribbed Slabs) . سنتطرق في هذا الفصل إلى تحليل وتصميم البلاطات باتجاه واحد والبلاطات المضلعة باتجاه واحد وكذلك العتبات المستمرة وهي التي تستمر على أكثر من مسندين .

## 2.9 تصميم البلاطات باتجاه واحد.

لتحليل وتصميم البلاطات باتجاه واحد نأخذ شريحة باتجاه البعد القصير عرضها متراً واحداً وتحلل ونصمم على إنها عتبة بعرض متر واحد وعمق بقدر سمك البلاطة وحسب الخطوات التالية:-

1- تحديد سمك البلاطة:- يحدد سمك البلاطة من ثلاث اعتبارات هي أن الانحراف يجب أن لا يتجاوز الحدود المسموح بها والثاني هي أن يكون العمق الفعال المتوفر أكبر أو يساوي العمق المطلوب لمقاومة الانحناء والثالث هي أن يكون العمق الفعال المتوفر كافياً لمقاومة القص الأعظم عند المقطع الحرج بدون تسليح قص حيث لا تسليح البلاطة ضد القص .  
إن سمك البلاطة يحدد بصورة مبدئية من متطلبات الانحراف المدونة في الجدول أدناه وينتق بعد تحليل البلاطة لتحقيق متطلبات الانحناء والقص .



### سمك البلاطة الأدنى

L/20

L/24

L/28

L/10

### نوع المسند

1- بسيطة الإسناد

2- مستمرة من جهة واحدة

3- مستمرة من جهتين

4- نائثة (Cantilever)

حيث  $L$  = طول الفضاء الصافي للبلاطة بالاتجاه القصير .

الجدول أعلاه لخرسانة عادية الوزن كثافتها بحدود  $(w_c = 2300 \text{ Kg/m}^3)$  وحديد بإجهاد خضوع  $(f_y = 400 \text{ Mpa})$  ويجب أن يعدل السمك للحالات التالية:-

أ- للخرسانة خفيفة الوزن التي لها كثافة بين  $(1500-2000 \text{ Kg/m}^3)$  فإن القيم أعلاه يجب أن تضرب بالعامل  $(1.5 - 0.0003w_c)$  بحيث لا يقل عن (1.09).

ب- إذا كانت  $(f_y)$  تختلف عن  $(400 \text{ Mpa})$  فتضرب القيم بالمعامل  $(0.4 + \frac{f_y}{700})$

القيم أعلاه هي نفسها المدرجة ضمن الجدول (2.7) .

2- حساب الأحمال:- يتم حساب الأحمال لوحدة مربعة من المساحة وهي نفسها تمثل الأحمال الطولية لشريحة عرضها متراً واحداً. إن الأحمال المينة يتم حسابها بضرب كثافة الميود المستخدمة في سمك الطبقات أما الأحمال الحية فهي تحدد وفقاً للكود المستخدم ويمكن الاستفادة من الجدول (2.2) في تحديدها.

3- تحليل البلاطة:- يتم التحليل باستخدام أحد طرق التحليل الإنشائي المرن. ويمكن استعمال معاملات الكود. ويؤخذ طول الفضاء للبلاطات بسيطة الإسناد مساوياً إلى المسافة بين مراكزها أو الفضاء مضاف إليه ضعف سمك البلاطة (أيهما أقل).

أما بالنسبة للبلاطات المستمرة فإن طول الفضاء يساوي المسافة بين مراكز المساند على أن يعدل العزم السالب حيث أن العزم السالب عند وجه المسند هو الذي يعتمد لتصميم الحديد السالب. وبالنسبة لطريقة التحليل باستخدام معاملات الكود فإن الفضاء الصافي هو الذي يعتمد في التحليل.



4- تدقيق العمق الفعال حسب متطلبات القص:- ويتم ذلك بحساب مقاومة القص التصميمية ( $\phi V_c$ ) وتقارن مع قوة القص التصميمية عند المقطع الحرج فإذا كانت قوة القص أكبر من مقاومة القص فإن التحليل يجب أن يعاد بفرض سمك أكبر. بحيث يحقق المطلب أعلاه. أما إذا كانت قوة القص أقل أو تساوي مقاومة القص فالسمك مناسب والواقع فإن العمق الفعال اللازم لتحقيق متطلبات الانحراف يكون على الاغلب كافياً لتحقيق متطلبات القص. الغطاء الخرساني للبلاطات (20mm) عليه فإن العمق الفعال يكون بحدود (h-25mm) حيث (h) سمك البلاطة الكلي.

5- حساب الحد الأدنى والأقصى لحديد التسليح:- لضمان فشل الشد فإن النسبة القصوى للحديد هي ( $\rho_{max}$ ) المعرفة بالمعادلة (20.4) وتتخذ نسبة إلى المقطع الفعال ويمكن الاستفادة من الجدول (3 م) في الملحق لحسابها. يتم حساب نسب حديد التسليح إلى المقطع الفعال (bd) كما في الفقرة اللاحقة وتقارن مع  $\rho_{max}$  حيث (b=عرض الشريحة =1000mm) فإذا كانت نسبة الحديد لأعظم عزم انحناء أقل أو تساوي ( $\rho_{max}$ ) فإن السمك مناسب حسب متطلبات الانحناء وألا فإن السمك يجب أن يغير بحيث يحقق المطلب أعلاه. وفي الواقع يندر أن تكون نسبة الحديد أكبر من ( $\rho_{max}$ ) للبلاطات التي بحسب سمكها على أساس متطلبات الانحراف المذكورة في الخطوة (1).

أما الحد الأدنى للحديد فهو يساوي الحديد اللازم لمقاومة الشد الناتج عن تغير الحرارة وعن الانكماش ويسمى حديد الحرارة والانكماش (Temperature and shrinkage reinforcement) ويؤخذ نسبة إلى المقطع الكلي.

حديد الحرارة والانكماش (ACI 7.12.2.1) يجب أن لا يقل عن :-

أ- للبلاطات التي يستخدم فيها حديد بإجهاد خضوع  $f_y = 300Mpa$  أو  $f_y = 350Mpa$  فإن:

$$A_{smin} = 0.002bh$$

ب:- للبلاطات التي يستخدم فيها حديد بإجهاد خضوع  $f_y = 400Mpa$  فإن:

$$A_{smin} = 0.0018bh$$

ج- للبلاطات التي يستخدم فيها حديد بإجهاد خضوع ( $f_y > 400Mpa$ ) فإن:

$$A_{smin} = (0.0018 \times \frac{400}{f_y})bh$$

حيث b = عرض الشريحة = 1000 mm

أما h = السمك الكلي للبلاطة.



وتجدر الإشارة هنا إلى أن  $(\rho_{min})$  المستخدمة للعتبات لا تطبق لحالة البلاطات ،

6- إيجاد مساحات الحديد : ويتم ذلك بالطريقة الموضحة في الفصل الرابع إذ يتم حساب :-

$$R = \frac{M_u}{\phi b d} \quad m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

حيث  $b = 1000 \text{ mm}$  أما  $d$  فهي بحنود  $(h - 25 \text{ mm})$  ثم نحسب  $(\rho)$  من المعادلة:

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{f_y}} \right) \quad (2.9)$$

كما يمكن استخدام الجدول رقم (4 م) في الملحق حيث يتم حساب المعامل  $(k = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2})$

ثم نجد  $(\omega)$  من الجدول ونحسب  $(\rho)$  من المعادلة

$$\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y} \quad (3.9)$$

$$A_s = \rho b d \quad (4.9) \quad \text{بعدها يتم حساب الحديد}$$

على أن  $(\rho)$  يجب أن تحقق المطلب  $\rho \leq \rho_{max}$  لجميع المقاطع الحرجة .

كما أن  $(A_s)$  يجب أن تحقق المطلب  $A_s \geq A_{smin}$

حيث  $(A_{smin})$  هو حديد الحرارة والانكماش الذي تم تحديده في الفقرة السابقة .

7- توزيع الحديد: يتم اختيار أقطار القضبان ونحسب المسافة بينها بحساب عدد القضبان

لعرض متر واحد من البلاطة ثم يقسم عرض الشريحة على عدد القضبان للحصول على

المسافة المطلوبة أي أن :-

$$s = \frac{1000}{n} = \frac{1000}{A_s / A_b} \quad (5.8)$$

حيث  $n = \text{عدد القضبان للشريحة} = \frac{\text{التسليح المطلوب}}{\text{مساحة القضيب}}$

وفي حال ثني القضبان يتم إيجاد المسافات للحديد الموجب من المعادلة أعلاه ويتم ثني

نصف الحديد . ثم نحسب المساحة المتوفرة للعزم السالب حيث المسافات أصبحت محددة (من

الحديد الموجب) وذلك بقسمة عرض الشريحة على المسافة بين القضبان وضربها في مساحة

القضيب أي أن :-

$$A_s = \frac{1000}{s} A_b \quad (6.9)$$



ويتم مقارنة المساحة المتوفرة مع المطلوبة عند المساند فإذا لم تكن المساحة المتوفرة كافية يتم حساب الفرق وإضافة حديد إضافي بحيث تكون المساحة المتوفرة أكبر أو تساوي المطلوبة ويتم حساب المسافة للحديد الإضافي من المعادلة (5.9) ويفضل أن تكون من مضاعفات مسافة الحديد الموجب .

في بعض الأحيان نستخدم طريقة ثانية بترتيب المسافات للحديد الإضافي بحيث تكون من مضاعفات المسافات المستخدمة للحديد الموجب وحساب قطر الحديد الإضافي الذي يحقق ذلك ويتم حساب مساحة القضيب من المعادلة (6.9) حيث :-

$$A_b = \frac{A_s \cdot s}{1000} \dots \dots \dots (7.9)$$

ثم نحدد قطره .

الحد الأقصى للمسافة بين القضبان حسب الكود هو (  $3h$  أو  $450mm$  أيهما أقل ) أي أن :

$$s \leq \begin{cases} 3h \\ 450mm \end{cases} \quad \text{حيث } h = \text{العمق الكلي للبلاطة}$$

ومن الملاحظات المهمة :-

أولاً :- من المفضل اختيار القضبان بحيث لا تزيد المسافة بينها عن (  $1.5h$  ) .

ثانياً :- من المفضل اقتصادياً استخدام (  $\rho$  ) قليلة وذلك بزيادة عمق البلاطة حيث من المفضل أن تكون :-  $0.004 \leq \rho \leq 0.008$

ثالثاً :- يفضل التفصيل الذي يؤدي إلى كلفة وجهد أقل حتى لو أدى ذلك إلى زيادة حديد التسليح .

8- الحديد بالاتجاه الطويل : مساحة الحديد للاتجاه الطويل تساوي الحد الأدنى أي حديد الحرارة والانكماش ويتم حسابها كما في الخطوة رقم (5) ثم تحسب المسافات بين الحديد كما في المعادلة (5.9) على أن المسافات القصوى حسب الكود هي (  $5h$  أو  $450mm$  أيهما أقل ) أي أن :-

$$s \leq \begin{cases} 5h \\ 450mm \end{cases}$$

وعملياً يفضل وضع الحديد للأسفل في منطقة العزم الموجب وللأعلى فوق المساند (أي لمنطقة العزم السالب) وذلك للاستفادة منه في توزيع القوى على الحديد الرئيسي (بالاتجاه القصير) ولتثبيت الحديد الرئيسي في موقعه أثناء الصب .

ويمكن الاستفادة من الشكل (18.8) لتحديد نقاط ثني وامتداد الحديد .

### مثال (1.9)

صمم بلاطات البناية الخرسانية الموضح مسقطها في الشكل (2.9) إذا علمت أن  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  ،  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$  . الأحمال الميتة الإضافية تساوي  $(2 \text{ KN/m}^2)$  أما الأحمال الحية فتساوي  $2 \text{ KN/m}^2$  أيضاً ، إبعاد العتبة  $b_w = 300 \text{ mm}$  ،  $h = 500 \text{ mm}$  إبعاد الأعمدة تساوي  $(300 \times 300 \text{ mm})$  .

الحل :- بما أن  $\frac{L}{S} = \frac{12.3}{4} = 3.075 > 2$

عليه فالبلاطة باتجاه واحد.

1- تحديد سمك البلاطة  $h = \frac{L}{28} \times 1000 = 142.85 \text{ mm}$

استخدم  $h = 150 \text{ mm}$

لقد تم اعتبار البلاطة مستمرة من جهتين لأنها تتصل بعتبة ذات جساءة عالية تولد عزماً سالباً.

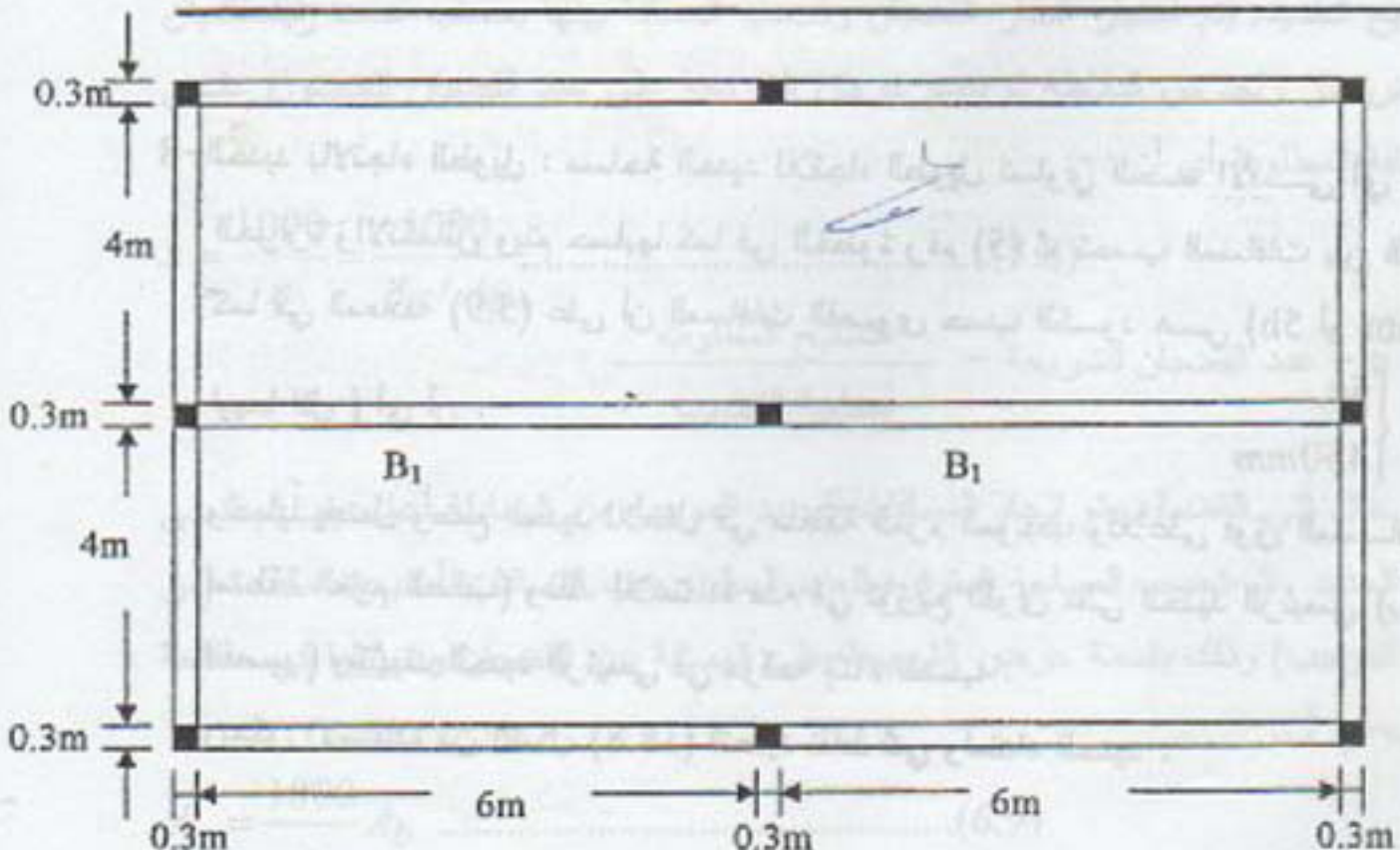
2- الأحمال  $W_d = 0.15 \times 24 + 2 = 5.6 \text{ KN/m}^2$

$W_L = 2 \text{ KN/m}^2$

$W_u = 1.2W_d + 1.6W_L = 9.92$

3- التحليل: يمكن استخدام معادلات الكود لأن شروطها متحققة والشكل (3.9) يوضح

مخططات القص والعزم لشريحة من البلاطة بعرض متر واحد .



شكل (2.9)

مسقط البناية

للمثال (1.9)



العزم السالب الخارجي

$$M_{u1} = \frac{1}{24} \times 9.92 \times 4^2 = \frac{1}{24} \times 158.72 = 6.61 \text{ KN.m} = M_{u \text{ disc}}^-$$

$$M_{u2} = \frac{1}{14} \times 158.72 = 11.34 \text{ KN.m} = M_u^+$$

العزم الموجب

$$M_{u3} = \frac{1}{9} \times 158.72 = 17.64 \text{ KN.m} = M_{u \text{ con}}^-$$

العزم السالب الداخلي

$$V_{u1} = 9.92 \times 4/2 = 19.84 \text{ KN}$$

$$V_{u3} = 1.15 \times 19.84 = 22.82 \text{ KN}$$

4- تدقيق العمق الفعال حسب متطلبات القص :-

$$d = 150 - 25 = 125 \text{ mm}$$

$$V_{ud} = V_{us} - W_u d = 22.82 - 9.92 \times 0.125 = 21.58 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1000 \times 125 \times 10^{-3} = 85.6 \text{ KN} > V_{ud}$$

∴ العمق ملائم حسب متطلبات القص .

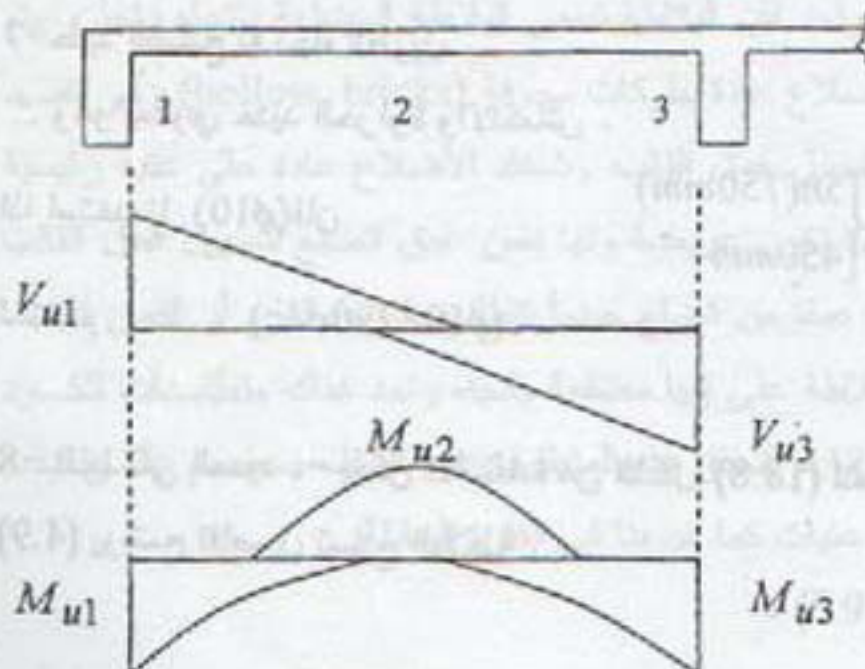
5- حساب الحد الأدنى والأقصى للحديد.

$$\rho_{\max} = 0.023$$

من جدول (3م) في الملحق فان

$$A_{s \min} = 0.0018 \times 150 \times 1000 = 270 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

حديد الحرارة والاكماش



شكل (3.9)

مخططات القص

والعزم للبلاطة

## 6- إيجاد كميات حديد التسليح

يمكن ترتيب الجدول التالي والاستفادة من جدول (4 م) في الملحق لحساب ( $\rho$ ) كما أوضحنا في الخطوة السادسة ومن ثم توزيع الحديد كما أوضحنا في الخطوة (7). افترض أن  $\phi = 0.9$  على أن تدقق القيمة بعد حساب كميات الحديد .

العزم	k	$\omega$	$\rho = \omega f'_c / f_y$	$A_s = \rho b d$	$A_{s \text{ provided}}$	$A_{s \text{ add}}$
$M_u^+ = 11.34$	0.027	0.028	0.0021	270	$\phi 10 / 290$ (272)	—
$M_u^- \text{ disc} = 6.61$	0.0157	0.016	0.0012	270	$\phi 10 / 580$ (136)	$\phi 8 / 290$ (172)
$M_u^- \text{ con} = 17.64$	0.0418	0.042	0.0032	400	$\phi 10 / 290$ (272)	$\phi 8 / 290$ (172)

$A_{s \text{ provided}}$  = الحديد المتوفر ( $\text{mm}^2 / \text{m}$ ) .

$A_{s \text{ add}}$  = الحديد الإضافي ( $\text{mm}^2 / \text{m}$ ) .

الأرقام بين الأقواس تمثل المساحات المتوفرة أو المضافة .

ومن الجدول (3 م) فإن ( $\rho_f = 0.02$ ) وهي أكبر من قيم  $\rho$  أعلاه . عليه فإن  $\phi = 0.9$

## 7- حديد التسليح للاتجاه الطويل

∴ وهو يساوي حديد الحرارة والانكماش .

$$s = \frac{1000}{270/79} = 297 \text{ mm} < \begin{cases} 5h(750 \text{ mm}) \\ 450 \text{ mm} \end{cases}$$

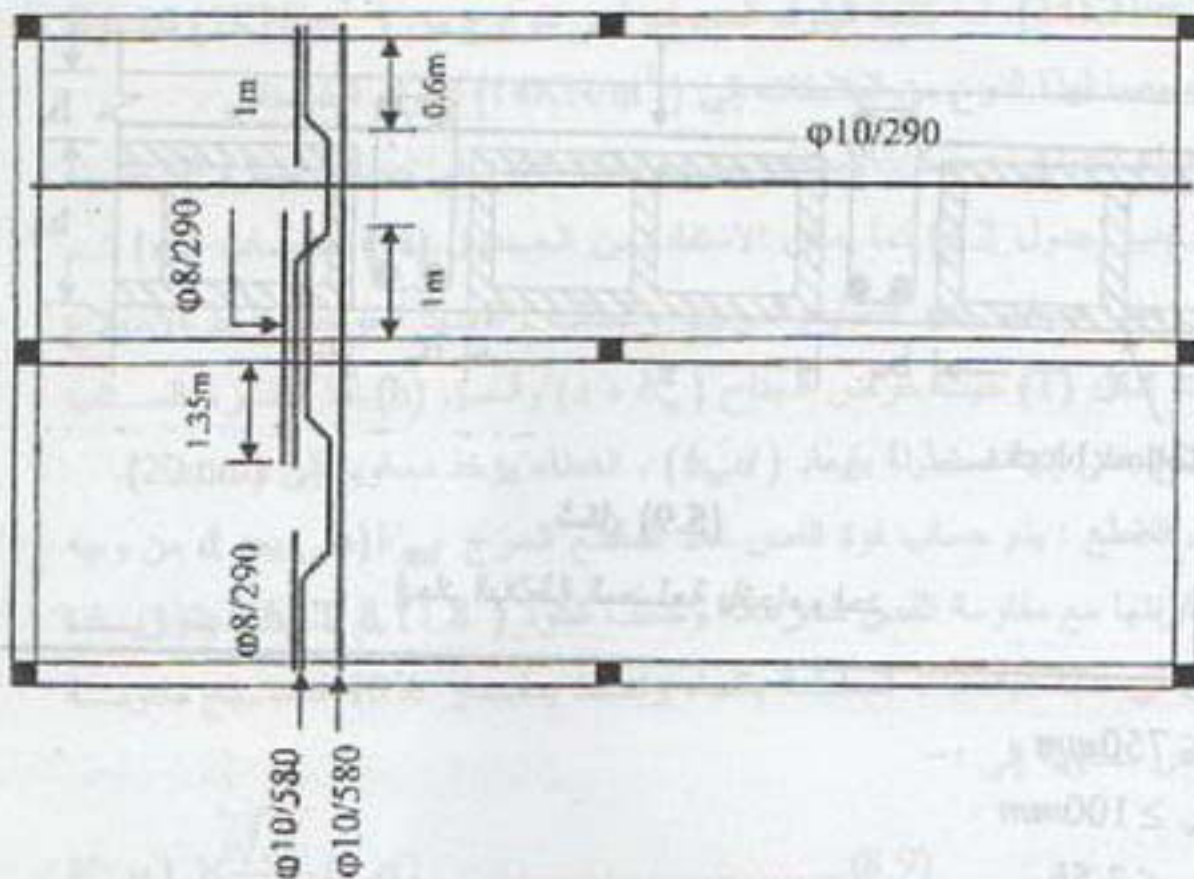
إذا استخدمنا ( $\phi 10$ ) فإن

استخدم ( $\phi 10 / 290 \text{ c/c}$ ) .

8- نقاط ثني الحديد :- يمكن الاستفادة من الشكل (18.8) لتحديد نقاط ثني الحديد . والشكل

(4.9) يوضح تفاصيل تسليح البلاطة .





شكل (4.9)  
تفاصيل تسليح  
البلاطات

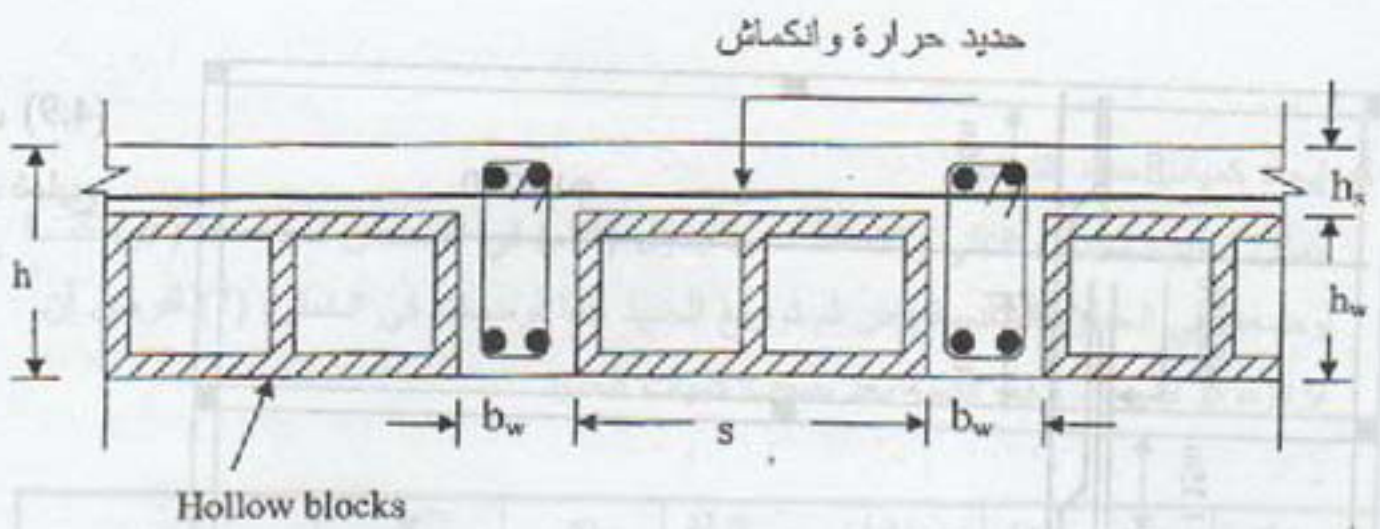
### 3.9 البلاطات المضلعة باتجاه واحد One Way Ribbed(Joist) Slabs

عندما يكون الفضاء للبلاطات كبيراً فإن ذلك يؤدي إلى أن سمك البلاطة يصبح كبيراً وبالتالي زيادة الأحمال الميتة . ولتقليل هذه الأحمال يتم الاستعاضة عن البلاطة الصلدة (ذات سمك ثابت) بعتبات خرسانية متقاربة تسمى الأضلاع (Ribs) . أن إزالة الخرسانة بين الأضلاع لا يؤثر على مقاومة الانحناء بالنسبة للعزم الموجب ذلك لأن الخرسانة تحت محور الحبور تكون تحت تأثير الشد أي إنها تهمل في التحليل حتى وإن كانت موجودة .

عندما تكون الأضلاع باتجاه واحد فإن البلاطة تسمى البلاطة المضلعة باتجاه واحد و يتم الاستعاضة عن الخرسانة بين الأضلاع عادة ببلوكات مجوفة (hollow bricks) وهي تقيّد في العزل الحراري والصوتي وتسهّل عمل القالب . تستند الأضلاع عادة على عتبة رئيسية تسمى الرافدة (girder) وهي عادة تكون عريضة ولها نفس عمق الضلع لتسهيل عمل القالب وقد تكون في بعض الأحيان أكثر عمقاً من الضلع حينما تتطلب مقاومة العزم أو القص ذلك .

لكي يمكن تحليل وتصميم البلاطة على أنها مضلعة باتجاه واحد هناك متطلبات للكود (ACI 8.11) يجب تحقيقها . وإذا لم تتحقق هذه المتطلبات فإن السقف يصمم على أنه بلاطات باتجاه واحد مستندة على عتبات كما مر بنا في الفقرة السابقة . هذه المتطلبات هي (لاحظ الشكل 5.9) .





شكل (5.9)

إبعاد البلاطة المضلعة باتجاه واحد

1.  $s \leq 750mm$

2.  $b_w \geq 100mm$

3.  $h_w \leq 3.5b_w$

4.  $h_s \geq \begin{cases} 50mm \\ s/12 \end{cases}$

وإذا كانت المواد المتألنه (البلوكات) دائمية فان  $(h_s \geq 40mm)$

على أن (h) يجب أن لا يقل عن الحد الأدنى لمتطلبات الانحراف المدرجة في الجدول (2.7) خطوات التصميم :- ويمكن إيضاحها بالخطوات التالية .

1- تصميم البلاطة : لأن المسافة قليلة بين الأضلاع فان الحد الأدنى من الحديد هو الذي يتحكم . وإن الحد الأدنى لحديد التسليح يساوي حديد الحرارة والانكماش وقد تم ذكر مساحة هذا الحديد في الفقرة (2.9) . على أن سمك البلاطة يجب أن يحقق المطلوب رقم (4) المذكور سابقاً . أما فضاء البلاطة ( المسافة بين الأضلاع ) فيجب أن يحقق المطلوب رقم (1) أعلاه .

2- تحديد إبعاد الضلع : يتم فرض إبعاد الضلع على أن العمق الكلي (h) يجب أن يحقق متطلبات الحد الأدنى (جدول 2.7) والعمق للجذع  $(h_w)$  يجب أن يكون أقل أو يساوي  $(3.5b_w)$  أما العرض فيجب أن يكون أكبر أو يساوي  $(100mm)$  كما بينا أعلاه .

3- حساب الأحمال على الضلع :- الأحمال الميتة تساوي وزن الخرسانة مضاف إليه وزن البلوك المجوف ووزن الانتهاءات من الاطى والاسفل . أما الحمل الحي فيمكن الاستفادة في تحديده من الجدول (2.2) ويضرب في المسافة  $(s + b_w)$  . كثافة الخرسانة المسلحة



تساوي (  $24\text{KN/m}^3$  ). أما كثافة البلوك المجوف فهي تتراوح من (  $5\text{KN/m}^3$  ) للبلوك

المصنع خصيصاً لهذا النوع من البلاطات إلى (  $14\text{KN/m}^3$  ) للبلوك الخرساني .

4-تصميم الانحناء للضلع :- يمكن الاستفادة من معاملات الكود في حساب عزم الانحناء

الموجب والموجب (جدول 3.2) كما يمكن الاستفادة من الجدول (4م) لحساب (  $m$  ) ثم

حساب (  $\rho$  ) ومنها حساب حديد التسليح الموجب والموجب . للحديد الموجب تؤخذ الأضلاع

على إنها ذات شكل (T) حيث عرض الجناح (  $s + b_w$  ) والعمق (  $h$  ) أما للعزم السالب

فتؤخذ الأضلاع على إنها مستطيلة بإبعاد (  $b_w d$  ) . الغطاء يؤخذ مساوياً إلى (  $20\text{mm}$  ) .

5-تصميم قص الضلع : يتم حساب قوة القص عند المقطع الحرج  $V_{ud}$  (على بعد  $d$  من وجه

المسند ) ومقارنتها مع مقاومة القص للخرسانة وحسب الكود ( ACI 8.11.8 ) يتم زيادة

مقاومة القص في حالة البلاطات المضلعة باتجاه واحد بمقدار 10% فتصبح مقاومة

الخرسانة للقص مساوية إلى :-

$$V_c = 1.1 \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \right) \dots \dots \dots (8.9)$$

فإذا كانت (  $V_{ud}$  ) أقل أو تساوي (  $\phi V_c$  ) فلا داعي لتسليح القص وعادة يتم تصميم الضلع

بحيث يتحقق هذا الشرط . أما إذا لم يتحقق هذا الشرط فاما ان يستخدم حديد القص أو يتم

في بعض الاحيان زيادة عرض الضلع قرب المساند بحيث يتم تحقيق الشرط أعلاه وبذلك

لا نستخدم حديد القص .

6-عندما يكون هناك جدار عمودي على الأضلاع يتم حساب الأحمال على إنها مركزة على

الأضلاع وفي حال كون الأحمال كبيرة تضاف عتبة عمودية على الأضلاع لمقاومة حمل

الجدار . وحتى عندما لا يكون هناك حمل عمودي على اتجاه الأضلاع فان عتبة عمودية

على امتداد الأضلاع يجب إضافتها إذا كان طول فضاء الضلع اكبر من (  $6\text{m}$  ) .

7-بالنسبة للعتبة الرئيسية (الرافدة) :حان الأحمال الرئيسية التي تنتقل إليها من الأضلاع يتم

تحويلها الى أحمال منتشرة مكافئة وذلك لقرب المسافات بين الحمال المركزة ويتم ذلك

بضرب رد الفعل (القص لنهاية الضلع ) في عدد الأضلاع لكل متر يضاف إليه الحمل

الميت والحي للرافدة نفسها وتحلل الرافدة وتصمم بنفس طريقة تحليل وتصميم العتبات

(الفصل الرابع) والفقرة القادمة الخاصة بالعتبات المستمرة .



## مثال 2.9

المطلوب تصميم البلاطات المضلعة باتجاه واحد في الشكل (6.9) إذا كانت الأضلاع ذات عرض ( $b_w$ ) مقداره (100 mm) وهي تتباعد بمقدار (500 mm) بين مراكزها وسمك البلاطة يساوي (60 mm). علماً أن كثافة البلوك لمجوف  $\gamma_b = 5 \text{ KN/m}^3$  ، الحمل الميت الإضافي  $= 1.5 \text{ KN/m}^2$  أما إبعاد الأعمدة فهي تساوي (300 × 300 mm).

الحل:-

1- بالنسبة للبلاطة فإن

$$A_{s_{\min}} = 0.002bh = 0.002 \times 60 \times 1000 = 120 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

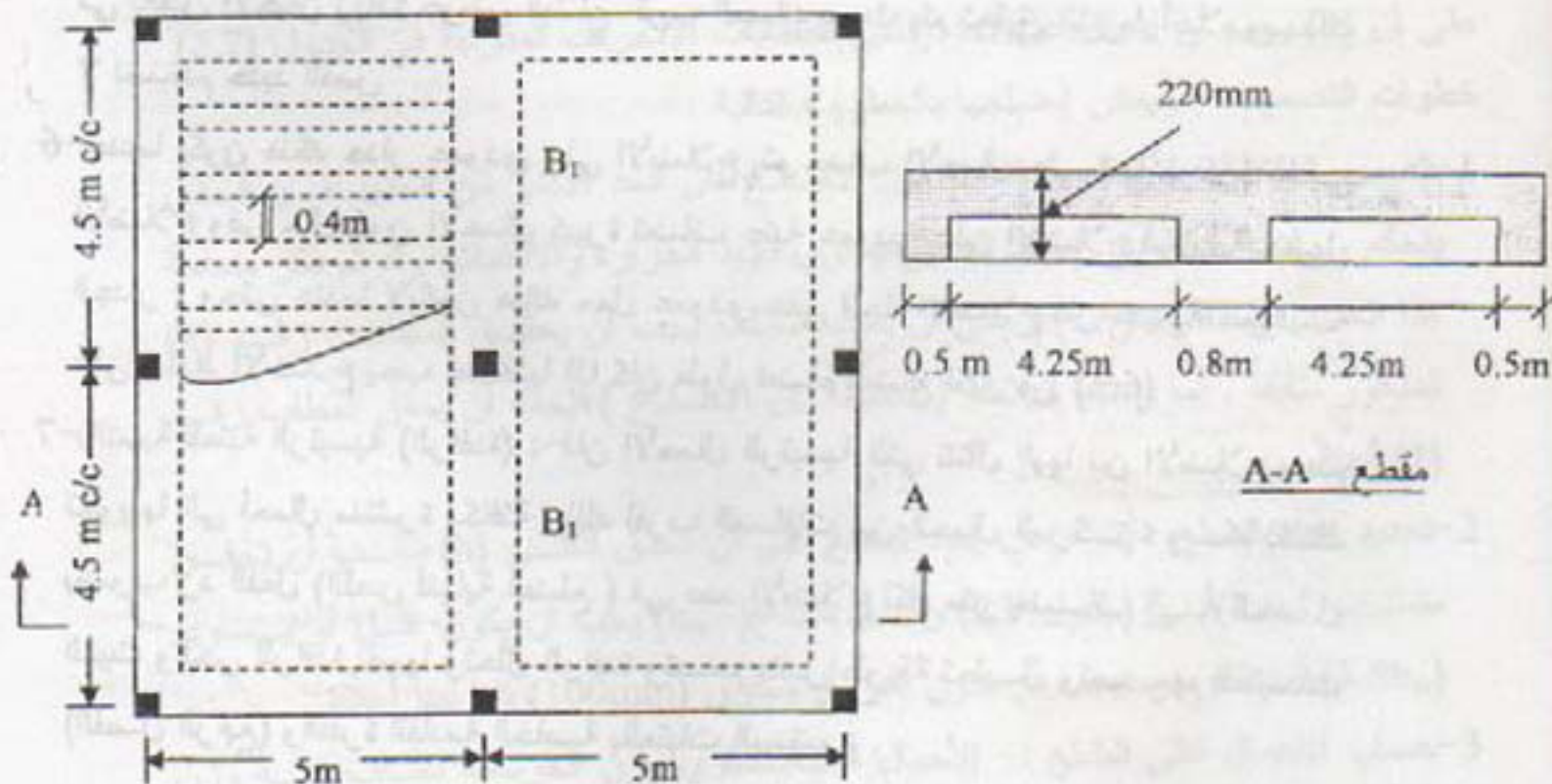
وهكذا يمكن تحقيقه باستخدام  $\phi 6 \text{ mm}$

$$s = \frac{1000}{120/28} = 233$$

فتكون المسافة بين القضبان (s) تساوي

استخدم  $\text{Use } \phi 6 / 200 \text{ mm c/c}$

استخدم



الشكل (6.9)

تفاصيل البلاطة المضلعة باتجاه واحد للمثال (2.9)



## 2- تحديد إبعاد الضلع من جدول (1.7)

$$h_{\min} = \frac{4250}{18.5} \left[ 0.4 + \frac{300}{700} \right]$$

$$h_{\min} = 190 \text{ mm}$$

نستخدم ( $h=220\text{mm}$ ) حيث يصبح العمق مساوي إلى سمك البلاطة ( $60 \text{ mm}$ ) وعمق البلوكات المجوفة ( $160 \text{ mm}$ ). ويلاحظ أن الأبعاد هنا تحقق المتطلبات الأربع المذكورة سابقاً.

## 3- حساب الأحمال على الضلع :-

$$(0.5 \times 0.06 + 0.16 \times 0.1) \times 24 = 1.1 \text{ KN/m} \quad \text{وزن المقطع}$$

$$0.5 \times 1.5 = 0.75 \text{ KN/m} \quad \text{حمل ميت اضافي}$$

$$0.16 \times 0.4 \times 5 = 0.32 \text{ KN/m} \quad \text{وزن البلوك}$$

$$W_d = 1.1 + 0.75 + 0.32 = 2.17 \text{ KN/m} \quad \therefore \text{الحمل الميت الخدمي}$$

$$W_L = 0.5 \times 2 = 1 \text{ KN/m} \quad \text{الحمل الحي الخدمي}$$

$$W_u = 1.2 \times 2.17 + 1.6 \times 1 = 4.2 \text{ KN/m} \quad \text{الحمل التصميمي (المعامل)}$$

## 4- تصميم الانحناء للضلع :- لأن جميع شروط معاملات الكود متحققة عليه يمكن استخدامها لتحليل الضلع والشكل (7.9) يوضح مخططات العزم والقص للضلع .

$$M_{u1} = 4.2 \times 4.25^2 / 24 = 3.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{u2} = 4.2 \times 4.25^2 / 14 = 5.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{u3} = 4.2 \times 4.25^2 / 9 = 8.43 \text{ KN.m}$$

$$V_{u1} = 4.2 \times 4.25 / 2 = 8.93 \text{ KN}$$

$$V_{u3} = V_{u1} \times 1.15 = 10.27 \text{ KN}$$

$$\rho_{\max} = 0.021 , \rho_{\min} = 0.0047$$

$$d = 220 - (20 + 10 + 5) = 185 \text{ mm}$$

ومن الجدول رقم (3) في الملحق فإن

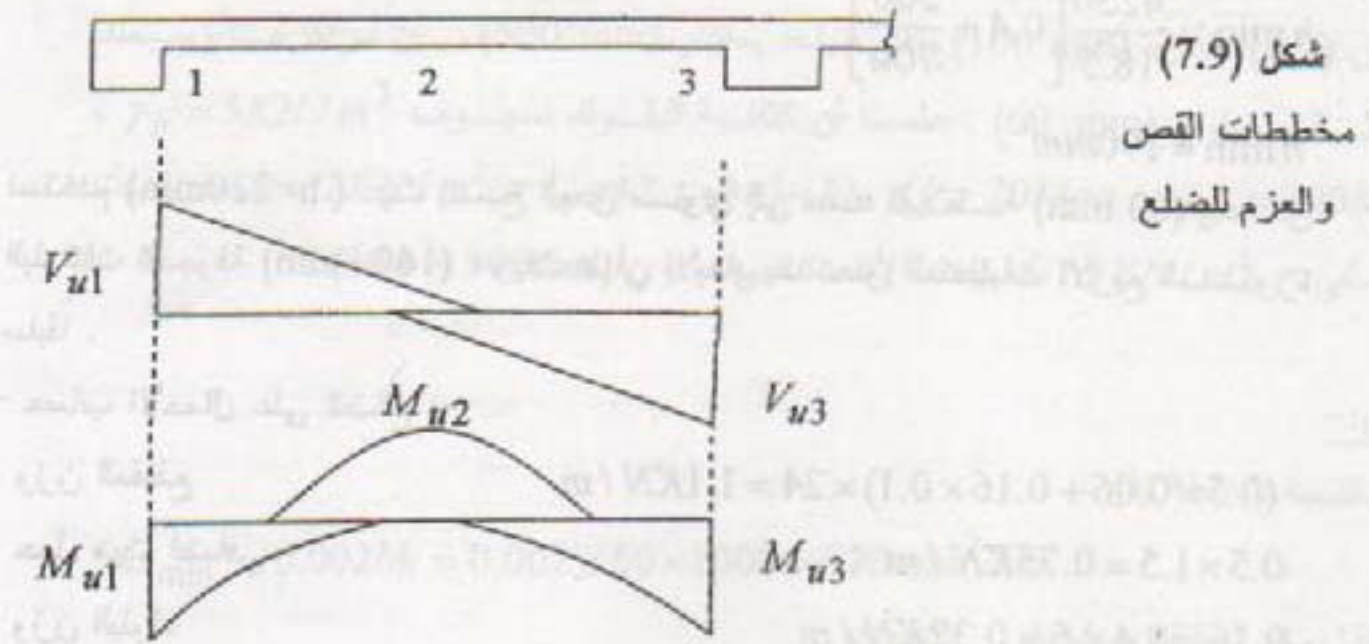
أما العمق الفعال ( $d$ ) فهو يساوي

عند حساب العمق الفعال أفترضنا أن الحديد الطولي والعرضي هو ( $\phi 10$ )

$$A_{s_{\min}} = 0.0047 \times 100 \times 185 = 87 \text{ mm}^2$$

نفرض أن ( $\phi = 0.9$ ) على أن تدقق بعد حساب كميات الحديد

والآن ندقق عمق منطقة الانضغاط للعزم الموجب ( $M_{u2}$ ) .



$$M_{uf} = 0.9 \times 0.85 \times 20 \times 500 \times 60 (185 - 30) \times 10^{-6} = 71 \text{ kN.m} > 5.42$$

عليه تكون منطقة الانضغاط ضمن الجناح . فيكون عرض العتبة للعزم الموجب يساوي (  $b=500 \text{ mm}$  ) وعمقها (  $185 \text{ mm}$  ) .  
والان نرتب الجدول التالي :

المقطع	$M_u$	K	$\omega$	$\rho$	$A_s$
1	3.16	0.0513	0.053	0.0035	87
2	5.42	0.0176	0.018	0.0012	111
3	8.43	0.137	0.151	0.01	185

من جدول (م3) في الملحق فان (  $\rho_t = 0.018$  ) وهي أكبر من جميع قيم (  $\rho$  ) أعلاه عليه تكون (  $\phi = 0.9$  ) وكما افترضنا .

$$N1 = 2\phi / 10$$

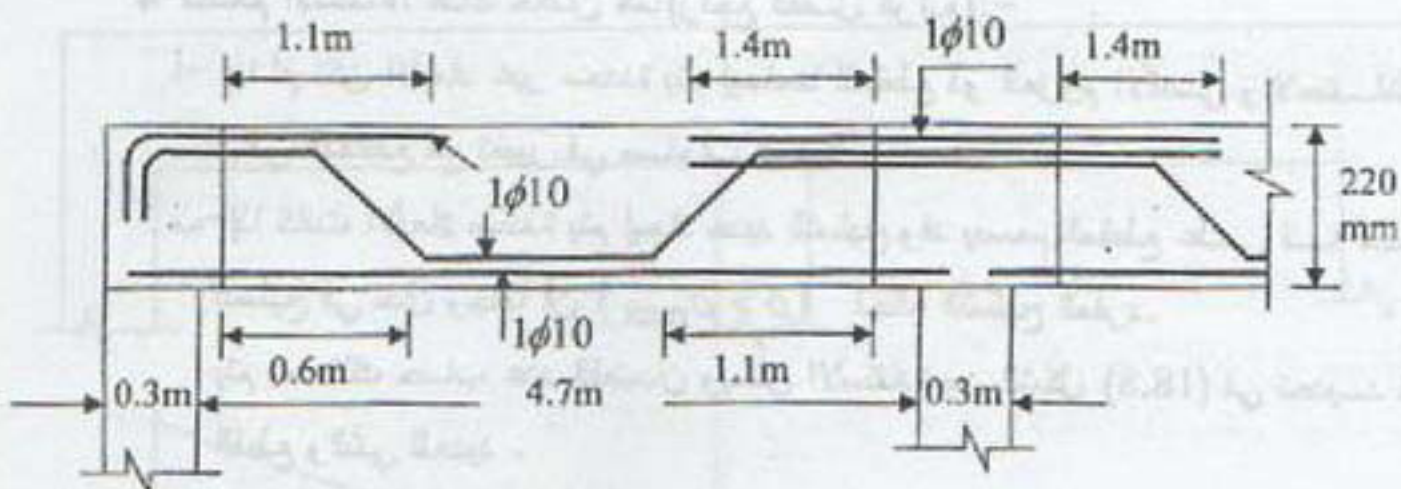
$$N2 = 2\phi / 10$$

$$N3 = 3\phi / 10$$

إذا تم استخدام  $\phi / 0$  فان

التسليح : يتم تسليح منتصف العتبة بالحديد (  $2\phi 10$  ) يثنى احدها ويبقى الآخر مستقيماً يضاف قضيب (  $\phi 10$  ) فوق المسند الداخلي .





شكل (8.9)

تفاصيل تسليح الضلع للمثال (2.10)

#### 5- تصميم القص

$$V_{ud} = 10.27 - 0.185 \times 4.2 = 9.49 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 1.1 \frac{0.75}{6} \sqrt{20} \times 100 \times 185 \times 10^{-3} = 11.4 > 9.49$$

∴ لا تحتاج إلى تسليح قص . والشكل (8.9) يوضح تفاصيل تسليح الضلع .

### 4.9 تصميم العتبات المستمرة Design of Continuous Beams

يطلق أسم العتبات المستمرة على العتبات التي تستمر على أكثر من مسندين ويكون تصميمها وفق الخطوات التالية :-

1- تدقيق عمق العتبة حسب متطلبات الانحراف : إذا لم تكن العتبة تحمل أو تتصل بأجزاء غير إنشائية يمكن أن تكلف بالانحرافات الكبيرة فإن العمق يجب أن يكون أكبر أو يساوي الحد الأدنى المحدد بالجدول (2.7).

2- حساب الأحمال المسطحة على العتبة: وتتكون من أحمال البلاطات التي تستند عليها العتبة وأحمال الجدران والوزن الذاتي للعتبة (يفرض من الخبرة أو بفرض إبعاد العتبة أن لم تكن إبعادها قد فرضت لأجل التحليل وحساب الوزن بضرب الكثافة في مساحة المقطع).

3- تحليل العتبة: ويتم باستخدام أحد طرق التحليل الإنشائي المرن . ويمكن استخدام طريقة معاملات الكود إذا توفرت شروطها . الفضاء المستخدم في التحليل هو المسافة من مركز المسند إلى مركز المسند ما عدا طريقة معاملات الكود إذ نستخدم الفضاء الصافي بين المساند . ويفضل رسم مخطط القص والارتفاع لتحديد المقاطع الحرجة .



#### 4- تصميم الانحناء: هناك حالتان هما (راجع الفصل الرابع):-

أ- إذا لم تكن الأبعاد غير محددة يتم إيجادها للمقطع ذو العزوم الأقصى والاحتفاظ بها لباقي المقاطع مع تغيير في مساحات الحديد .

ب- إذا كانت الأبعاد محددة يتم إيجاد حديد التسليح وقد يصمم المقطع على أنه مزدوج لتسليح في حال وجئنا أن  $(\rho > \rho_{max})$  لحالة التسليح المفرد.

يتم بعد ذلك حساب عدد القضبان ويمكن الاستفادة من الشكل (18.8) في تحديد نقاط القطع والثني للحديد .

#### 5- تصميم القص : راجع الفصل الخامس.

#### 6- تصميم اللي: راجع الفصل السادس.

#### 7- تدقيق متطلبات الانحراف: إذا كانت العتبة لاتحمل أو تتصل بأجزاء غير إنشائية يمكن أن

تتلف بالانحرافات الكبيرة وكان عمق المقطع اكبر أو يساوي الحد الأدنى (جدول 2.7) فهذا يعني أن العتبة تفي بمتطلبات الانحراف ولا فيجب حساب الانحراف وتدقيق متطلبات الكود راجع الفصل السابع .

### مثال 3.9

صمم العتبة الوسطية (B1) للمثال (1.9) علماً أن  $b_w = 300 \text{ mm}$ ,  $h = 500 \text{ mm}$  , إبعاد الأعمدة  $(300 \times 300 \text{ mm})$  . كما أن العتبة لا تحمل جدار .

#### الحل :-

1- تدقيق عمق العتبة :- من جدول (2.7) فإن:  $h_{min} = \frac{L}{18.5} = \frac{6000}{18.5} = 324 \text{ mm}$

$$h = 500 > 324$$

بما أن

عليه فإن العمق الكلي صالح حسب متطلبات الانحراف

#### 2- حساب الأحمال: (الأحمال أدناه أحمال قصوى)

$$W_s = 4 \times 9.92 \times 1.15 = 45.63 \text{ KN / m}$$

الأحمال من البلاطة

$$W_b = 0.5 \times 0.3 \times 24 \times 1.2 = 4.32 \text{ KN / m}$$

وزن العتبة الذاتي

$$W_d = 0.3 \times 2 \times 1.2 = 0.72 \text{ KN / m}$$

وزن ميت اضافي على العتبة

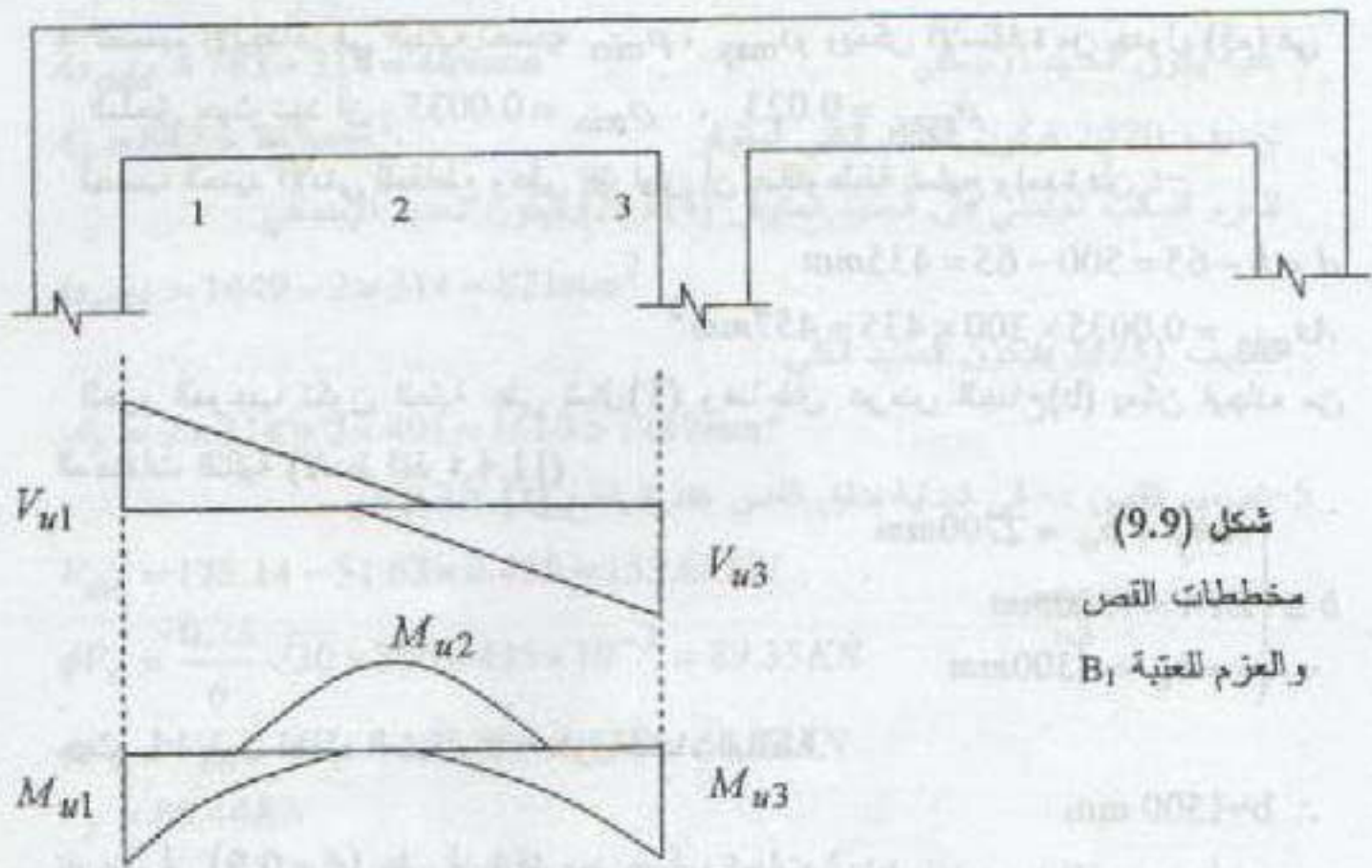
$$W_L = 0.3 \times 2 \times 1.6 = 0.96$$

حمل حي على العتبة

$$W_u = 45.63 + 4.32 + 0.72 + 0.96 = 51.63 \text{ KN / m}$$

الحمل الكلي





شكل (9.9)

مخططات القص

والعزم للعتبة  $B_1$

الحد (1.15) هو الأخذ تأثير العزم الأكبر عند وجه المسند الداخلي (راجع معاملات الكود جدول 3.2).

3- التحليل :- يمكن استخدام معاملات الكود لان جميع شروطها متحققة والشكل (9.9) يوضح مخططات تقريبية للعزم والقص .

$$M_{u1} = \frac{1}{16} W_u L_n^2 = \frac{1}{16} \times 51.63 \times 6^2 = 116.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{u2} = \frac{1}{14} \times 51.63 \times 6^2 = 132.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{u3} = \frac{1}{9} \times 51.63 \times 6^2 = 206.52 \text{ KN.m}$$

$$V_{u1} = 0.5 W_u L_n = 0.5 \times 51.63 \times 6 = 154.9 \text{ KN}$$

$$V_{u3} = 1.15 V_{u1} = 178.14 \text{ KN}$$

4- تصميم الانحناء: في البداية نحسب  $\rho_{max}$  ،  $\rho_{min}$  ويمكن الاستفادة من جدول (م3) في

$$\rho_{max} = 0.023 \text{ ، } \rho_{min} = 0.0035$$

نحسب الحديد الأدنى للمقاطع وعلى افتراض أن هناك طبقة تسليح واحدة فإن :-

$$d = h - 65 = 500 - 65 = 435mm$$

$$A_{smin} = 0.0035 \times 300 \times 435 = 457mm^2$$

للعزم الموجب تكون العتبة على شكل (T) وهنا فإن عرض الجناح (b) يمكن إيجاده من المحددات التالية (لاحظ الفقرة 11.4) :

$$b \leq \begin{cases} 16h_f + b_w = 2700mm \\ L/4 = 1500mm \\ s + b_w = 4300mm \end{cases}$$

حيث  $L$  = طول فضاء العتبة ،  $s$  = طول فضاء البلاطة

$$\therefore b = 1500mm$$

نفرض أن  $(\phi = 0.9)$  على أن تدقق بعد حساب كميات الحديد

والآن تدقق عمق منطقة الانضغاط.

$$M_{uf} = 0.9 \times 0.85 \times 30 \times 1500 \times 150(435 - 75) \times 10^{-6} = 1859KN.m > 132.76$$

عليه فإن منطقة الانضغاط تكون داخل الجناح ويتم تصميم العتبة لمنتصف الفضاء على أنها مستطيلة بأبعاد  $(1500 \times 435)$  وترتب الجدول التالي لحساب حديد تسليح الانحناء.

المقطع	$M_u$	k	$\omega$	$\rho = \omega f'_c / f_y$	$A_s = \rho b d$
1	116.2	0.076	0.08	0.006	783
2	132.76	0.0173	0.018	0.00135	880
3	206.52	0.135	0.148	0.0111	1449

لجمع القيم أعلاه فإن  $\rho < \rho_{max}$  ،  $A_s > A_{smin}$  (أي أن جميع القيم مقبولة حسب متطلبات الكود)

من جدول (م3) في الملحق فإن  $(\rho_f = 0.023)$  وهي أكبر من جميع قيم  $(\rho)$  أعلاه عليه فإن  $(\phi = 0.9)$  كما افترضنا .

$$A_s = 942 > 880mm^2 \text{ نستخدم } (3\phi 20) \text{ للحديد الموجب فتكون المساحة المتوفرة}$$

حيث يتبقى أحد القضبان عند المساند .

$$A_{sprovided} = 314mm^2$$

للعزم السالب الخارجي فإن الحديد المتوفر



$$A_{s_{add}} = 783 - 314 = 469 \text{ mm}^2$$

عليه يكون الحديد الإضافي

$$A_s = 842 > 783 \text{ mm}^2$$

نضيف  $2\phi 20$  فيكون الحديد الكلي المتوفر

للعزم السالب الداخلي فإن الحديد المتوفر  $(2 \times 314)$  فيكون الحديد الإضافي

$$A_{s_{add}} = 1449 - 2 \times 314 = 821 \text{ mm}^2$$

نضيف  $(2\phi 25)$  فيكون الحديد الكلي

$$A_s = 2 \times 314 + 2 \times 491 = 1610 > 1449 \text{ mm}^2$$

5- تصميم القص :- في البداية ندقق القص عند المقطع (3) لأنه الأكبر.

$$V_{ud} = 178.14 - 51.63 \times 0.435 = 155.68 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{30} \times 300 \times 435 \times 10^{-3} = 89.35 \text{ KN}$$

$$\phi V_s = V_{ud} - \phi V_c = 155.68 - 89.35 = 66.33 \text{ KN}$$

$$V_s = 88.44 \text{ KN}$$

بما أن  $\phi V_s < 4\phi V_c$  ∴ المقطع ملائم حسب متطلبات القص

بما أن  $\phi V_s < 2\phi V_c$  عليه فإن المسافة البينية القصوى يتم إيجادها من المحددات أدناه:

$$\therefore s_{\max} \leq \begin{cases} d/2 = 218 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

$$3 \frac{A_v f_y}{b_w} = 632 \text{ mm}$$

$$\frac{16 A_v f_y}{\sqrt{f'_c} b_w} = 615 \text{ mm}$$

$$\therefore s_{\max} = 218 \text{ mm}$$

$$s_o = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 79 \times 400 \times 435}{88440} = 311 \text{ mm}$$

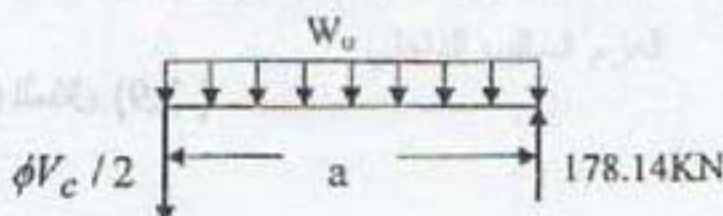
$$\therefore s = s_{\max} = 218 \text{ mm}$$

علمياً نستخدم  $s = 200 \text{ mm}$

نجد مسافة تسليح القص من توازن القوى

$$178.14 = 51.63a + 44.68$$

$$\therefore a = 2.58 \text{ m}$$



$$s = s_{\max} = 200 \text{ mm}$$

تسليح القص من جهة اليسار :- لأن القص أقل فإن

نجد المسافة ( مسافة تسليح القص  $a$  ).

$$154.9 = 51.63a + 44.68 \quad \therefore a = 2.13m$$

$$s = 6 - (2.13 + 2.58) = 1.29m$$

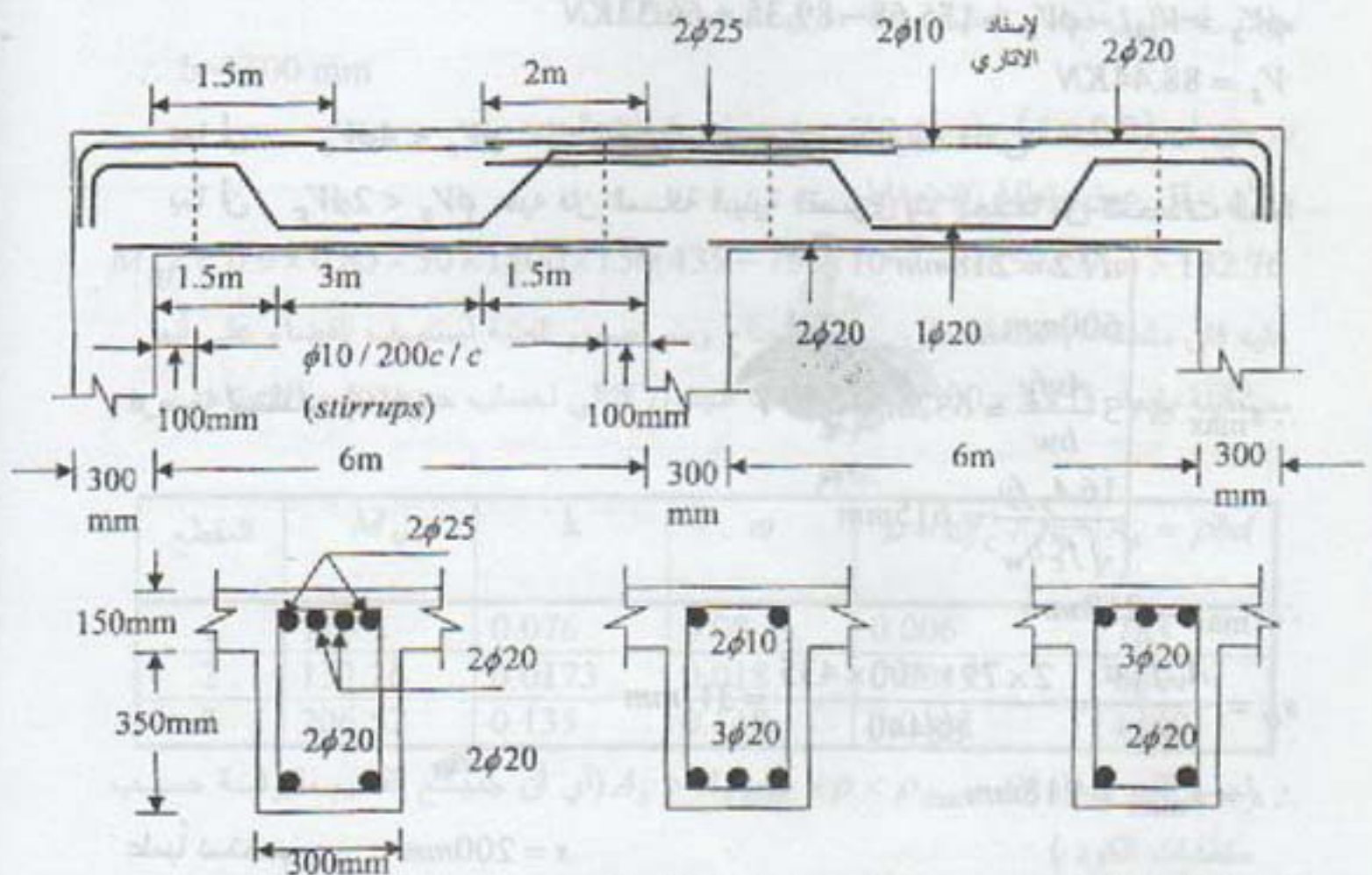
عليه فالمسافة التي لاتسلح ضد القص

ولان هذه المسافة قليلة نسبياً فان جميع العتبة سيتم تسليحها ضد القص على ان يكون بعد اول مسافة عن المسند (100 mm).

الشكل (10.9) يوضح تفاصيل التسليح.

تدقيق تفاصيل الكلايب وتدقيق المسافات بين القضبان تترك للقارئ .

وقد تم اعتماد الشكل ( 18.8 ) لتحديد مسافات ثني الحديد .



مقطع عند المسند الداخلي

مقطع عند منتصف الفضاء

مقطع عند المسند الخارجي

شكل (10.9) تفاصيل تسليح العتبة (  $B_1$  ) للمثال ( 3.9 )



#### مثال 4.9

صمم العتبة ( $B_1$ ) لسقف البناية ذو البلاطات المضلعة باتجاه واحد للمثال (2.9). إبعاد العتبة هي ( $b=800 \text{ mm}$ ) ، ( $h=220 \text{ mm}$ ) ،  $f_y = 300 \text{ Mpa}$  ،  $f'_c = 20 \text{ Mpa}$

الحل :-

$$h_{\min} = \frac{L}{18.5} \left[ 0.4 + \frac{f_y}{700} \right] \quad \text{1- تدقيق عمق العتبة :-}$$

$$h_{\min} = \frac{4.2}{18.5} \left[ 0.4 + \frac{300}{700} \right] = 0.188 \text{ m} < 0.22 \text{ m}$$

∴ العمق الكلي صالح حسب متطلبات الانحراف.

2- حساب الأحمال :- وهي تساوي رد فعل الأضلاع من الجهتين يضاف إليه وزن العتبة

والحمل الحي والميت الإضافي على سطح العتبة (جميع الأحمال أثناء قصوى) أي أن :-

$$W_{rib} = 10.27 \times 2 \times 2 = 41 \text{ KN/m} \quad \text{رد فعل الأضلاع من الجهتين}$$

$$W_b = 0.8 \times 0.22 \times 24 \times 1.2 = 5.07 \text{ KN/m} \quad \text{الوزن الذاتي للعتبة}$$

$$W_d = 1.5 \times 0.8 \times 1.2 = 1.44 \text{ KN/m} \quad \text{حمل ميت إضافي على سطح العتبة}$$

$$W_L = 0.8 \times 2 \times 1.6 = 2.56 \text{ KN/m} \quad \text{حمل حي على سطح العتبة}$$

$$W_u = 41 + 5.07 + 1.44 + 2.56 = 50 \text{ KN/m} \quad \text{مجموع الأحمال}$$

تم ضرب رد فعل الضلع في (2) مرتين لأن هناك ضلعين لكل متر طول من العتبة ولأن الأضلاع من الجهتين .

3- التحليل :- تستخدم معاملات الكود لأن جميع شروطها متحققة ( أرقام المقاطع هي نفسها للشكل 9.9).

$$M_{u1} = 50 \times 4.2^2 / 16 = 55.13 \text{ KN.m} \quad \text{العزم السالب الخارجي}$$

$$M_{u2} = 50 \times 4.2^2 / 14 = 63 \text{ KN.m} \quad \text{العزم الموجب}$$

$$M_{u3} = 50 \times 4.2^2 / 9 = 98 \text{ KN.m} \quad \text{العزم السالب الداخلي}$$

$$V_{u1} = 50 \times 4.2 / 2 = 105 \text{ KN}$$

$$V_{u3} = 1.15 V_{u1} = 120.75 \text{ KN}$$

4- تصميم الانحناء :نحسب  $\rho_{\max}$  ،  $\rho_{\min}$  من جدول (3م) في الملحق فان

$$\rho_{\min} = 0.0047 , \rho_{\max} = 0.021$$

الغطاء الخرساني للحديد الرئيسي = 40 mm وبفرض  $(\phi 16)$  لحديد التسليح الطولي  
فان  $d = 220 - (40 + 8) = 172 \text{ mm}$

سنفرض ان  $(\phi = 0.9)$  على ان تدقق بعد حساب كميات الحديد.  
والان نرتب الجدول التالي لحساب الحديد .

عدد القضبان	$A_s$	$\rho$	$\omega$	k	$M_u$	القطع
7 $\phi 16$	1307	0.0095	0.142	0.13	55.13	1
8 $\phi 16$	1500	0.0109	0.164	0.148	63	2
13 $\phi 16$	2477	0.018	0.275	0.23	98	3

يتبين من الجدول أعلاه أن  $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$  لجميع المقاطع الحرجة ، عليه فانها  
تحقق متطلبات الكود .

من جدول (م 3) في الملحق فان  $\rho_l = 0.018$  وهي أكبر أو تساوي قيم  $\rho$  أعلاه عليه  
فان  $(\phi = 0.9)$  كما افترضنا .

إذا تم تتي (4) قضبان للحديد الموجب فان الحديد الإضافي للمقاطع الحرجة هو :-

$$(A_{s1})_{add} = 3\phi 16$$

$$(A_{s3})_{add} = 5\phi 16$$

5- تصميم القص :- ندقق القص عند المسند الداخلي في البداية لأن القص أكبر

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{20} \times 800 \times 172 \times 10^{-3} = 76.92 \text{ KN}$$

$$V_{ud} = 120.75 - 50 \times 0.172 = 112.15 \text{ KN}$$

$$\phi V_s = 112.15 - 76.92 = 35.23 \text{ KN} \quad \therefore V_s = 46.97 \text{ KN}$$

بما أن  $\phi V_s < 4\phi V_c$  عليه فالمقطع صالح حسب متطلبات القص

بما أن  $\phi V_s < 2\phi V_c$  عليه فان المسافة البيئية القصوى يتم ايجادها من المحددات

التالية:



$$\therefore s_{\max} \leq \begin{cases} d/2 = 86\text{mm} \\ 600\text{mm} \\ \frac{3A_v f_y}{b} = 112.5\text{mm} \\ \frac{16A_v f_y}{\sqrt{f'_c} b} = 134\text{mm} \end{cases}$$

$$\therefore s_{\max} = 86\text{mm}$$

$$s_o = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 50 \times 300 \times 172}{46970} = 110\text{mm}$$

$$s = s_{\max} = 86\text{mm}$$

$$s = 80\text{mm}$$

$$120.75 = 50a + (76.92/2)$$

$$\therefore a = 1.64\text{m}$$

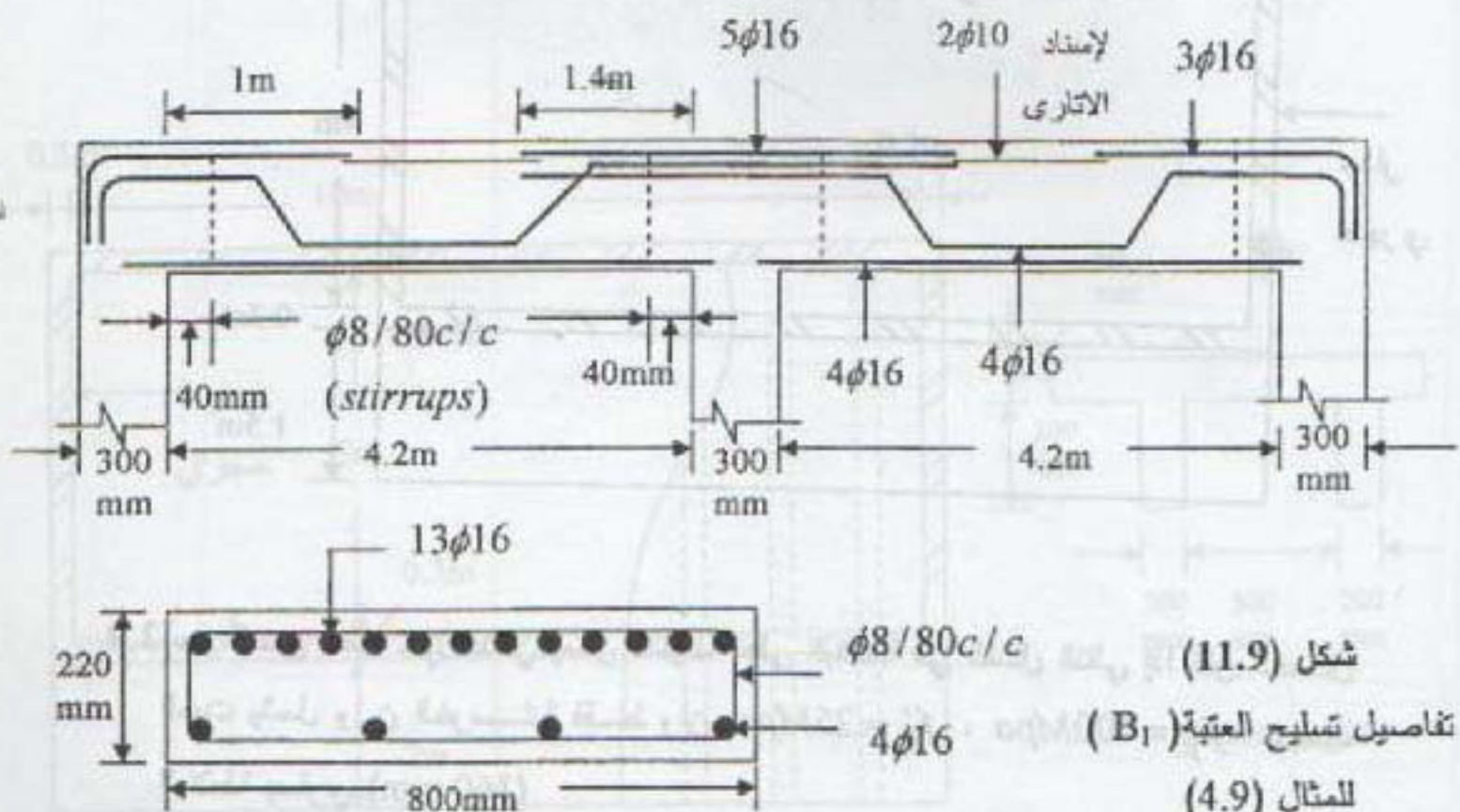
إذا تم استخدام ( $\phi 8\text{ mm}$ ) فإن

عملياً نستخدم

مسافة التسليح (a) :-

المسافة من جهة المسند الداخلي

أول اثربة توضع على بعد ( $40\text{ mm}$ ) من وجه المسند .



شكل (11.9)

تفاصيل تسليح العتبة ( $B_1$ )

للمثال (4.9)

مقطع عند المسند الداخلي

للمسند الخارجي :- بما أن قوة القص اقل عليه فان  $s = 80mm$  أيضاً

مسافة التسليح (a) :-  $105 = 50a + (76.92/2)$

المسافة من وجه المسند الخارجي  $\therefore a = 1.33m$

عليه تكون المسافة التي لاتصلح ضد القص مساوية إلى :-

$L = 4.2 - (1.64 + 1.33) = 1.23m$

وهي قليلة نسبياً لذا يفضل عملياً تسليح كامل الفضاء .

والشكل (11.9) يوضح تفاصيل تسليح الانحناء والقص للعتبة .

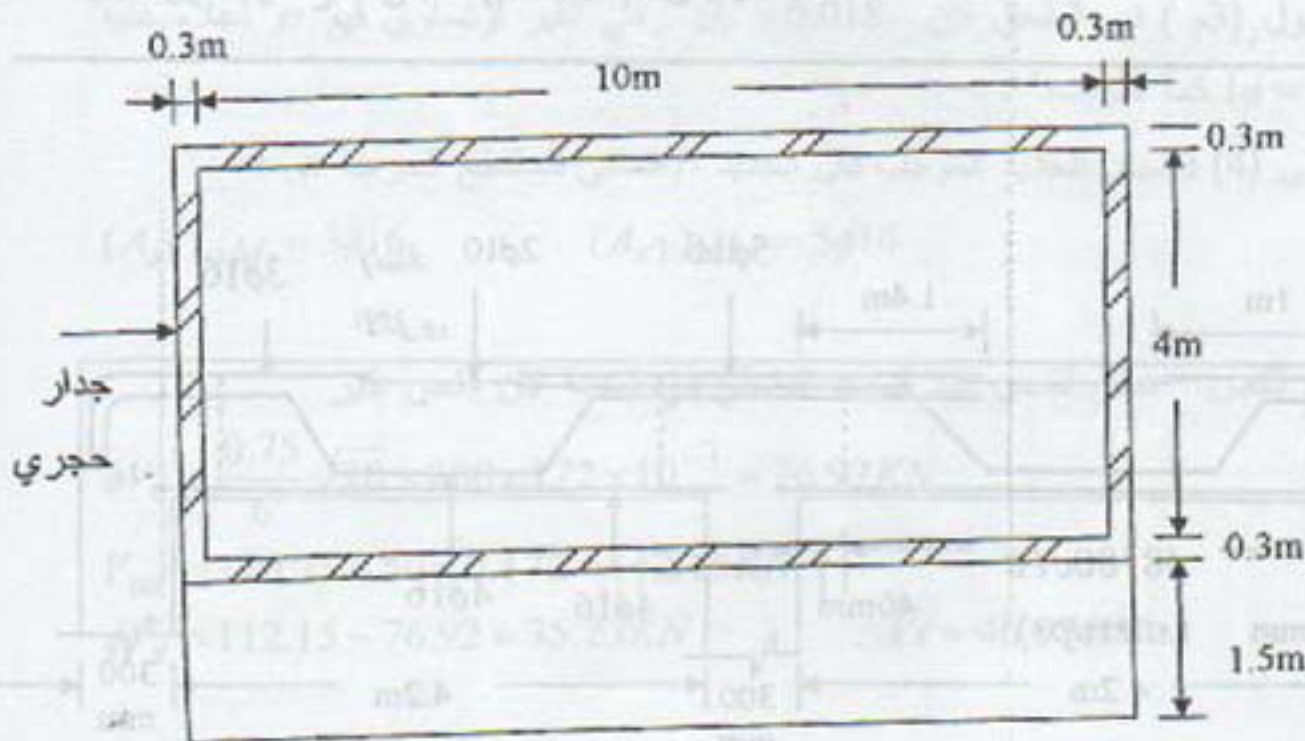
تسليح	$M_k$	$M_{k1}$	$M_{k2}$	$M_{k3}$	$M_{k4}$
1	55.13	0.33	0.0109	1500	8
2	63	0.148	0.018	2477	16
3	98	0.23	0.018	2477	16

### مسائل

1.9 صمم البلاطة للسقف أدناه إذا كان سمك البلاطة يساوي (180 mm) والحمل الحي

يساوي  $(2KN/m^2)$  ، أما الحمل الميت الإضافي فيساوي  $(2KN/m^2)$  ،  $f'_c = 30Mpa$

$f_y = 400Mpa$

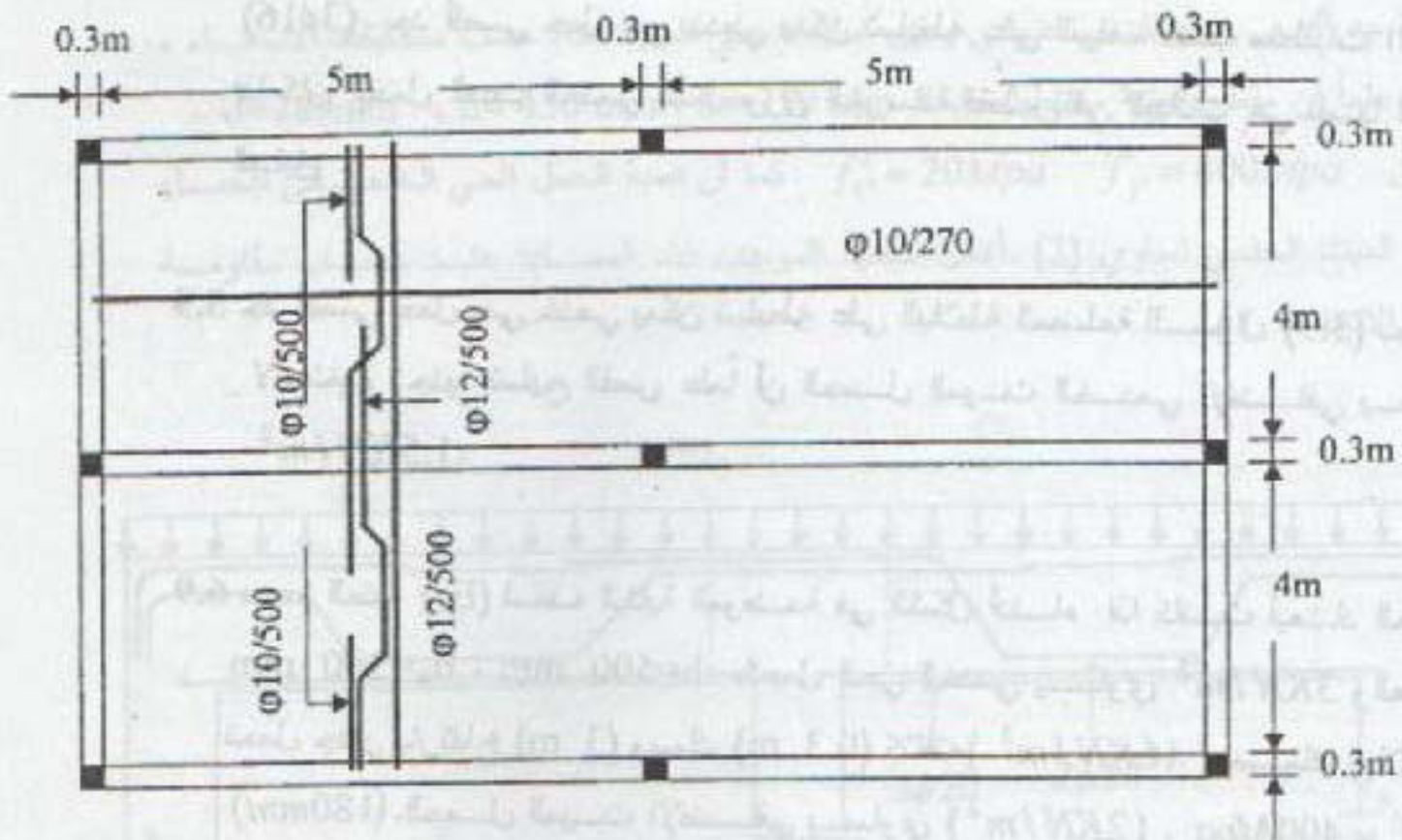


2.9 جد أقصى حمل حي خدمي يمكن تسليطه على البلاطة في الشكل التالي إذا كان الحمل

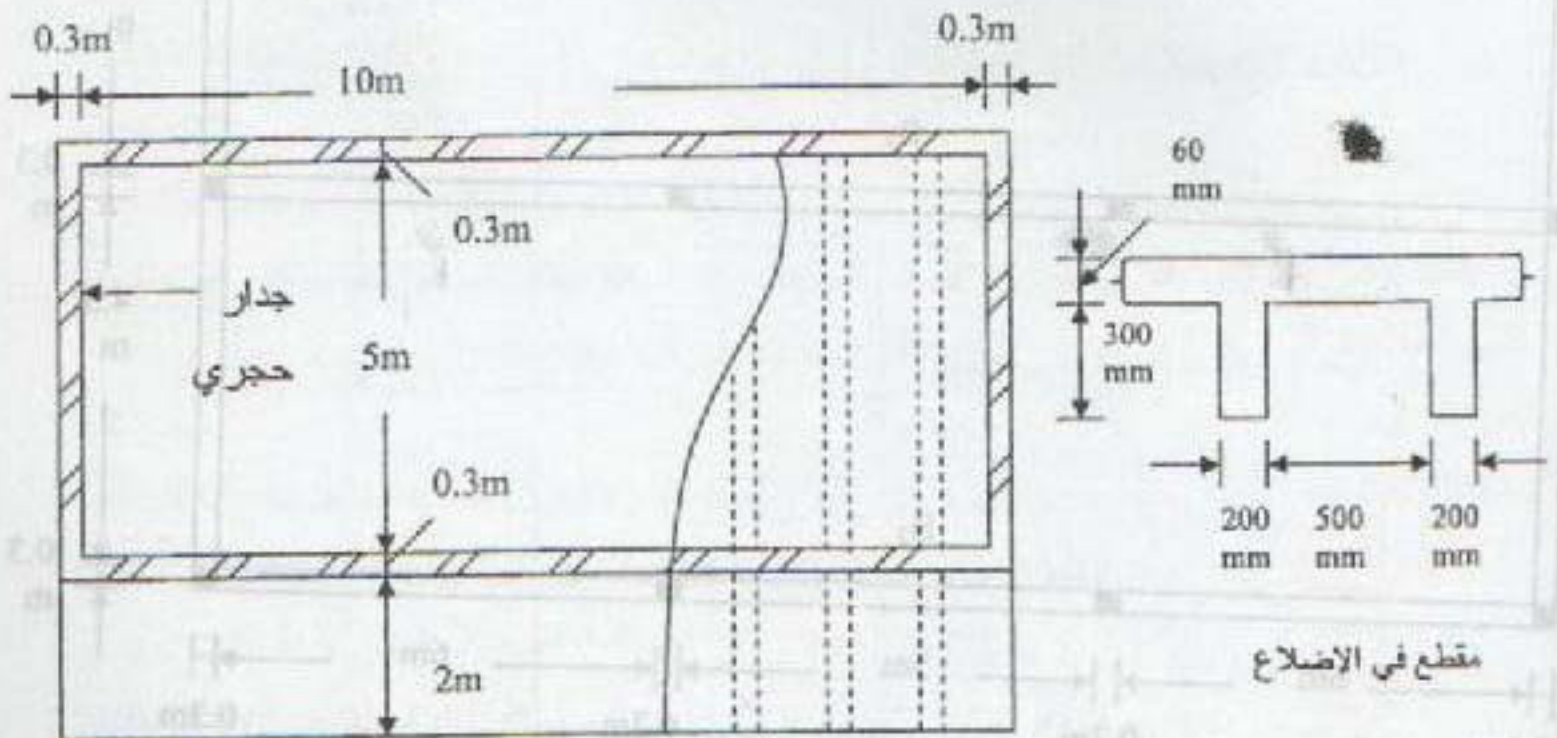
الميت يشمل وزن الخرسانة فقط وان  $f'_c = 25Mpa$  ،  $f_y = 400Mpa$  سمك

البلاطة يساوي (160 mm)





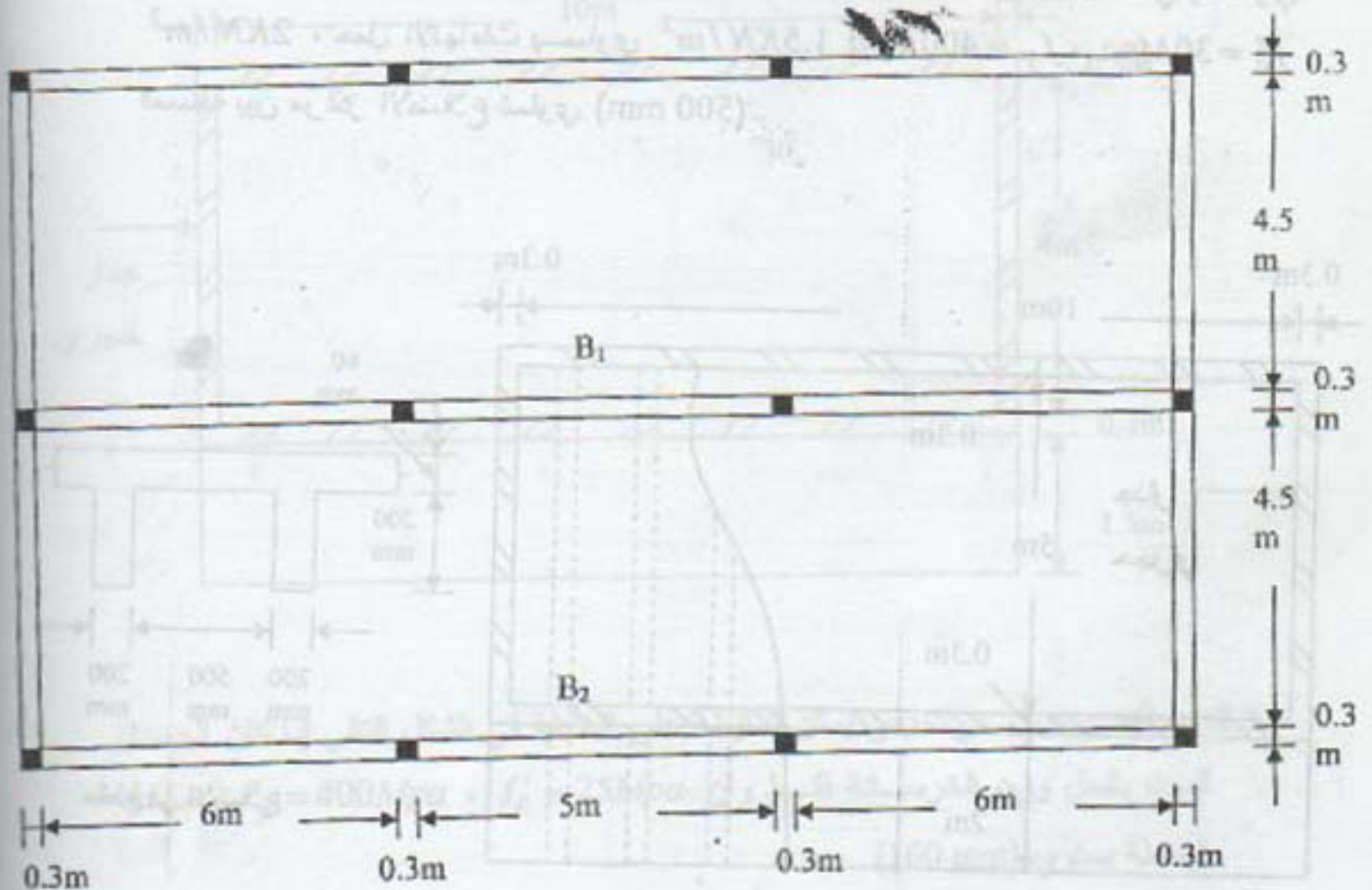
3.9 صمم أضلاع السقف أدناه بإيجاد مساحة الحديد وتوزيعه إذا كان الحمل الحي يساوي  $2 \text{ kN/m}^2$  ، حمل الانتهاءات يساوي  $1.5 \text{ kN/m}^2$  ،  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$  ،  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  المسافة بين مراكز الأضلاع تساوي (500 mm) .



4.9 إذا كان الحديد الموجب لأضلاع السقف في السؤال السابق هو (2 $\phi$ 16) والمسالب يساوي (3 $\phi$ 16). جد أقصى حمل حي خدمي يمكن تسليطه على السقف حسب متطلبات الاتحذاء إذا كان الحمل الميت الخدمي يشمل وزن الخرسانة فقط وباقي البيانات هي نفسها للسؤال السابق .

5.9 جد أقصى حمل حي خدمي يمكن تسليطه على البلاطة المضلعة للسؤال (3.9) بحيث لا يستخدم حديد تسليح القص علماً أن الحمل الميت الخدمي الإضافي يساوي  $1.5 \text{ KN/m}^2$ .

6.9 صمم العتبة ( $B_1$ ) لسقف البداية الموضحة في الشكل أدناه إذا كانت أبعاد العتبة  $h=500 \text{ mm}$  ،  $b_w=300 \text{ mm}$  ، الحمل الحي الخدمي يساوي  $3 \text{ KN/m}^2$  والعتبة تحمل جدار بارتفاع (3 m) وسمك (0.3 m) كثافته ( $16 \text{ KN/m}^3$ ) . سمك البلاطة (180mm) . الحمل الميت الإضافي يساوي ( $2 \text{ KN/m}^2$ ) .  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  .  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$





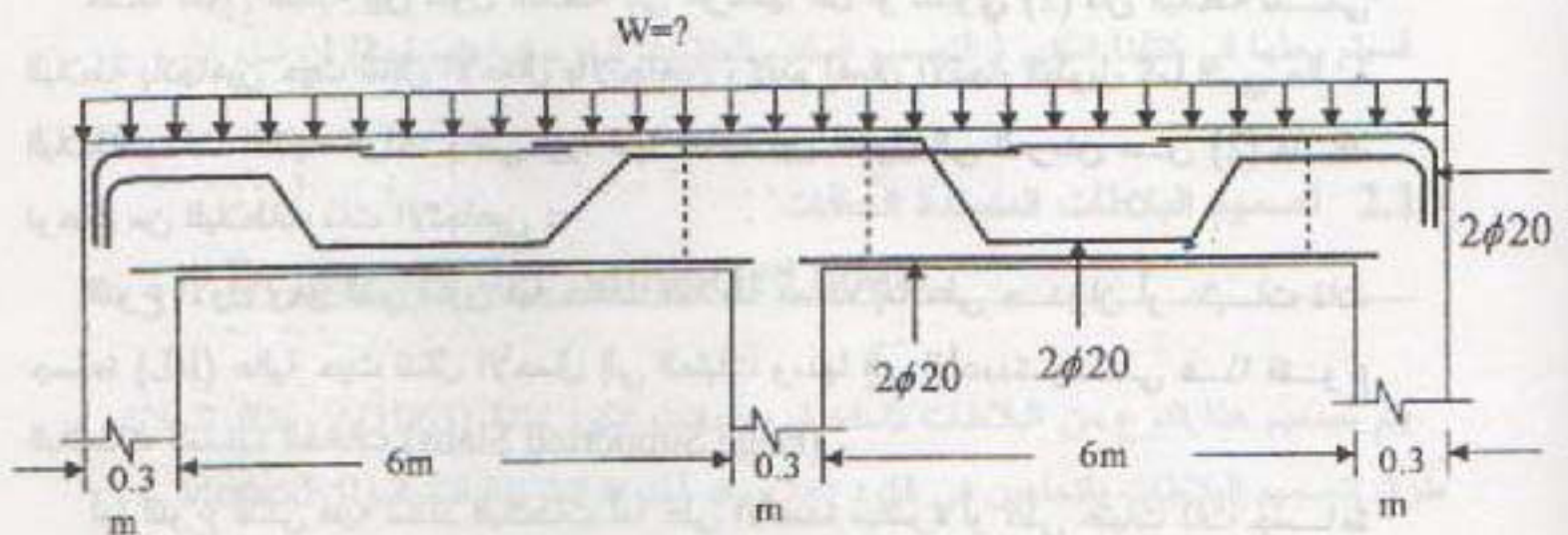
7.9 جد أقصى حمل خدمي إضافي يمكن تسليطه على العتبة أثناء حسب متطلبات الانحناء ،

علماً إن مقطع العتبة مستطيل بإبعاد  $d=385\text{mm}$  ،  $h=450\text{mm}$  ،  $b=250\text{mm}$

وان  $f'_c = 20\text{Mpa}$  ،  $f_y = 400\text{Mpa}$  كما أن نسبة الحمل الحي الخدمي إلى الحمل

الميت الخدمي تساوي (2) . أهمل الحديد الموجب عند المساند عند حساب مقاومة

الانحناء.



8.9 للعتبة في السؤال أعلاه جد أقصى حمل خدمي إضافي يمكن تسليطه عليها حسب

متطلبات القص إذا كان تسليح القص يساوي  $(\phi 10/200)$  على طول الفضائين ،

باقي البيانات هي نفسها للسؤال أعلاه .



# المحاضرة الرابعة والثلاثين

## الفصل العاشر

### Design of Tow- Way Slabs

### تصميم البلاطات باتجاهين

#### 1.10 مقدمة .

عندما تكون النسبة بين طول البلاطة إلى عرضها اقل أو تساوي (2) فإن البلاطة تسمى البلاطة باتجاهين حيث تنتقل الأحمال بالاتجاهين ولا يتم إهمال الاتجاه الطويل كما في حالة البلاطات ذات الاتجاه الواحد والتي تزيد فيها النسبة بين الطول إلى العرض عن (2). هناك نوعان من البلاطات ذات الاتجاهين :-

النوع الأول وهو الذي تكون فيه حافات البلاطة مسندة إما على جدران أو عتبات ذات جساءة ( $I/L$ ) عالية حيث تنتقل الأحمال إلى العتبات ومنها إلى الأعمدة. يسمى هذا النوع البلاطات المسندة الحافات (Edge Supported Slabs).

أما النوع الثاني ففيه تستند البلاطات إما على الأعمدة مباشرة أو على عتبات ذات جساءة قليلة بحيث أن الأحمال تنتقل إلى الأعمدة أما من قبل البلاطات مباشرة (في حال عدم وجود عتبات) أو من قبل البلاطات والعتبات كل حسب جساءته النسبية ويسمى هذا النوع البلاطات المسندة على الأعمدة (Column Supported Slabs). من أنواع هذه البلاطات هي :-

أ- البلاطات المسندة على عتبات ذات جساءة قليلة (Slabs Supported by shallow beams) : وهي تستند على عتبات ذات جساءة قليلة من جميع الجهات .

ب- البلاطات المسطحة المستوية (Flat Plate Slabs) :- وهي بلاطات ذات سمك ثابت تستند على الأعمدة وتستعمل عادة عندما تكون الأحمال الحية قليلة نسبياً والمساند (الأعمدة) متقاربة نسبياً. وهي إما أن تكون محاطة بعتبات من الخارج (على الأغلب) أو بدون عتبات خارجية .

ج- البلاطات المسطحة (Flat Slabs) :- وتكون على ثلاث حالات:-

1- البلاطات المسطحة ذات السقوط (Flat Slabs with Drop Panels) : وهي التي يعمل فيها سمك إضافي حول الأعمدة .

2- البلاطات المسطحة ذات التاج (Flat Slab with Column Capital) :- حيث تعمل زيادة في إبعاد العمود أسفل البلاطة تسمى تاج العمود .



3-البلاطات المسطحة ذات التاج والسقوط (Slab with Drop Panel and Capital) وهي تشمل الحالتين أعلاه إذ يزداد فيها السمك حول الأعمدة ويعمل تاج للعمود أسفل البلاطة.

د- البلاطات المضلعة باتجاهين (Two Way Ribbed Slabs):- وهي التي تحوي عتبات متقاربة باتجاهين تسمى الأضلاع ويعمل لها سقوط (drop panel) حول العمود . وفي كتابنا هذا سنبحث تحليل وتصميم البلاطات الممسدة الحافات أما باقي أنواع البلاطات فسيتم بحثها في كتابنا الثاني ( التصميم المتقدم للمنشآت الخرسانية المسلحة) ان شاء الله .

## 2.10 تصميم البلاطات المسندة الحافات

### Design of Edge Supported Slabs

يتم تصميم هذا النوع من البلاطات باستخدام معاملات الكود لسنة (1963) . وهناك ثلاث طرق لتصميم البلاطات باتجاهين في الكود أعلاه وقد اخترنا الطريقة الثانية (Method II) . لبساطتها ولأنها ما زالت الأكثر استخداماً من قبل المهندسين . في هذه الطريقة يتم تقسيم البلاطة إلى شريحتين هما الشريحة الوسطية (Middle strip) وتمثل نصف الفضاء أما النصف الثاني فيقسم إلى شريحتين عموديتين تجاوران خطوط الأعمدة وتسمى الشرائح العمودية (Column strips) وكما موضح في الشكل (1.10) .

	L/4	L/2	L/4	
شريحة عمودية				S/4
شريحة وسطية				S/2
شريحة عمودية				S/4

شكل 1.10

تقسيم البلاطة إلى شريحة وسطية وشرائح عمودية

### 3.10 خطوات تصميم البلاطات باتجاهين

يمكن تلخيص خطوات التصميم بما يلي :-

1- تحديد سمك البلاطة حسب متطلبات الانحراف من المعادلة :-

$$h \geq \begin{cases} \frac{p}{180} \\ 90mm \end{cases} \quad (1.10)$$

حيث  $h$  = سمك البلاطة الكلي .

$p$  = محيط البلاطة

$$W_u = 1.2D + 1.6L$$

2- حساب الأحمال التصميمية ( $W_u$ ) : من المعادلة

حيث :

$D$  = الحمل الميت على وحدة المساحة .

$L$  = الحمل الحي على وحدة المساحة

الحمل الميت يتم حسابه بضرب سمك طبقات البلاطة في الكثافة أما الحمل الحي فيمكن الاستفادة من الجدول (2.2) في تحديده.

3- تدقيق سمك البلاطة حسب متطلبات القص :- حيث يتم حساب قوة القص التصميمية عند

المقطع الحرج بالاتجاه القصير (لاحظ الشكل 2.10) وكما يلي :-

$$V_{ud} = W_u \left( \frac{S_n}{2} - d \right) \quad (2.10)$$

حيث  $S_n$  = الفضاء الصافي بالاتجاه القصير

$d$  = العمق الفعال للبلاطة ، علماً أن الغطاء الخرساني للبلاطة = 20 mm

ثم نقارن قوة القص التصميمية مع مقاومة القص التصميمية التي تحسب كما يلي :-

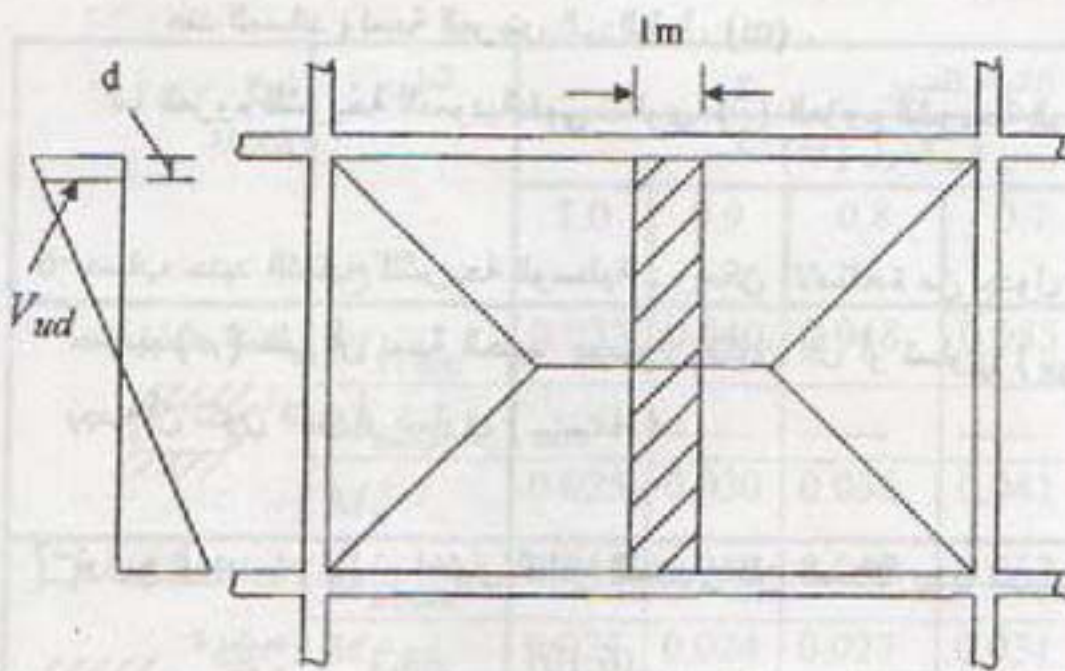
$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{f'_c} b d \quad (3.10)$$

$V_c$  = مقاومة القص للخرسانة حيث لا يستخدم تسليح قص للبلاطات .

$d$  = العمق الفعال = العمق الكلي - (سمك الغطاء +  $\frac{1}{2}$  قطر التضييب المستخدم)

$b$  = عرض الشريحة = 1 متر .





شكل (2.10)  
حساب قوة القص  
التصميمية .

على أن قوة القص التصميمية يجب أن تكون أقل أو تساوي مقاومة القص التصميمية أي أن

$$V_{ud} \leq \phi V_c \dots \dots \dots (4.10)$$

إذا لم يتحقق هذا الشرط يتم زيادة سمك البلاطة وإعادة التدقيق أعلاه.

4- حساب الحد الأدنى والأقصى لحديد التسليح :- الحد الأقصى لنسبة الحديد هو ( $\rho_{max}$ ) وقد تم اشتقاق معادلة لحسابها في الفصل الرابع ويمكن الاستفادة من الجدول رقم (3م) في الملحق لحسابها . إن نسبة الحديد ( $\rho$ ) يجب أن تكون أقل أو تساوي ( $\rho_{max}$ ) وألا فإن السمك يجب أن يزداد لتحقيق هذا المطلب . وعلى الأغلب فإن السمك المحسوب وفقاً لمتطلبات الانحراف يحقق متطلبات الانحناء أما الحد الأدنى ( $A_{s_{min}}$ ) فهو يساوي حديد الحرارة والانتكاش الذي يحسب وفقاً للفقرة (2.9) الفصل السابق.

5- حساب العزوم السالبة والموجبة بالاتجاهين: العزوم لمتر واحد من الشريحة الوسطية يتم إيجادها كما يلي:

$$M_u = CW_u S^2 \dots \dots \dots (5.10)$$

حيث  $M_u$  = العزم التصميمي

$W_u$  = الحمل التصميمي ( الناتج عن ضرب الأحمال الخدمية في معاملات الأمان )

$S$  = طول الفضاء بالاتجاه القصير من المركز الى المركز أو طول الفضاء

الصافي بالاتجاه القصير مضاف اليه ضعف السمك أيهما أقل .



$C$  = معامل يتم الحصول عليه من الجدول (1.10) وهو يعتمد على استمرارية البلاطة عند المساند ونسبة العرض الى الطول (m) .

أما العزوم للشريحة العمودية فهي تساوي  $(\frac{2}{3})$  العزوم للشريحة الوسطية .

6- حساب حديد التسليح للشريحة الوسطية : ويمكن الاستفادة من جدول (4م) لحساب  $(\omega)$  ثم حساب  $(\rho)$  على أن نسبة الحديد يجب أن تكون أقل أو تساوي  $(\rho_{max})$  ومساحة الحديد يجب أن تكون أكبر أو تساوي  $(A_{smin})$  .

7- توزيع الحديد :- إذا تم اختيار أقطار القضبان فإن المسافة بينها تحسب وفقاً للمعادلة :-

$$s = \frac{1000}{A_s / A_b} \dots \dots \dots (6.10)$$

حيث  $A_s$  = مساحة الحديد لمتر عرض من البلاطة .

$A_b$  = مساحة القضيب .

ويتم في البداية إيجاد المسافات للحديد الموجب وثنى جزء منه حيث لكل قضيبين يتم ثنى أحدهما وترك الآخر مستمراً . ثم تحسب المساحة المتوفرة للحديد السالب من المعادلة .

$$A_s = \frac{1000}{s} A_b \dots \dots \dots (7.10)$$

فاذا كان الحديد المطلوب أكثر من المتوفر يتم إضافة حديد  $(A_{sadd})$  فوق المساند وذلك بحساب الفرق بين الحديد المتوفر والمطلوب وحساب المسافة بين القضبان الإضافية حسب معادلة (6.10) والتي يفضل أن تكون من مضاعفات المسافة بين الحديد الموجب . المسافة بين القضبان يجب أن لا تزيد عن ضعف سمك البلاطة أي أن :-

$$s \leq 2h \dots \dots \dots (8.10)$$

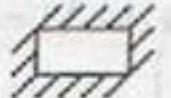
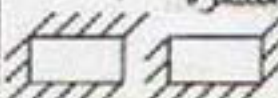

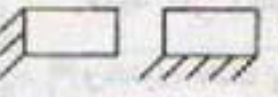

في بعض الأحيان تحدد المسافة بين القضبان الإضافية (يفضل أن تكون من مضاعفات مسافة الحديد الموجب) ثم يتم إيجاد قطر القضبان الإضافية بحساب مساحة القضيب ومن ثم تحديد القطر وكما يلي :-

$$A_b = \frac{A_s s}{1000}$$

بالنسبة للشريحة العمودية فإن حديد التسليح لها تساوي  $(\frac{2}{3})$  حديد تسليح الشريح الوسطية . مسافات ثنى وامتداد قضبان الحديد يمكن تحديدها باستخدام الشكل (18.8) .



جدول (1.10) معاملات العزوم للبلاطات باتجاهين

نوع البلاطة	العزوم	الاتجاه القصير						الاتجاه الطويل لجميع قيم (m)
		نسبة العرض الى الطول (m)						
		1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	
بلاطة داخلية 	$M_{\bar{u}cont}$	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
	$M_{\bar{u}disc}$	—	—	—	—	—	—	—
	$M_u^+$	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
أحد الحافات غير مستمرة 	$M_{\bar{u}cont}$	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
	$M_{\bar{u}disc}$	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
	$M_u^+$	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
حافتان غير مستمرتين 	$M_{\bar{u}cont}$	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.09	0.049
	$M_{\bar{u}disc}$	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
	$M_u^+$	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
ثلاث حافات غير مستمرة 	$M_{\bar{u}cont}$	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
	$M_{\bar{u}disc}$	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
	$M_u^+$	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
جميع الحافات غير مستمرة 	$M_{\bar{u}cont}$	—	—	—	—	—	—	—
	$M_{\bar{u}disc}$	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
	$M_u^+$	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

#### ملاحظات

1- النهاية المؤشرة يقصد بها مستمرة

2- الرموز  $M_{\bar{u}cont}$  = العزم المسالب للنهاية المستمرة .

$M_{\bar{u}disc}$  = العزم المسالب للنهاية غير المستمرة

$M_u^+$  = العزم الموجب .



8- توزيع الأحمال على العتبات:- يتضح من الشكل (2.10) أن الأحمال المسطحة التي تنتقل بالاتجاه الطويل تكون مثلثة. أما الأحمال التي تنتقل بالاتجاه القصير فتكون على شكل شبه منحرف ولتبسيط ذلك يتم تحويل الأحمال إلى أحمال منتظمة مكافئة بالاتجاه القصير والطويل بحيث تسبب نفس العزم الأقصى في الحالتين ويمكن اشتقاق المعادلتين أدناه لحساب الحمل المنتظم المكافئ

أ- الأحمال المنتظمة للعتبات القصيرة  $W_e = \frac{W_u S}{3} \dots \dots \dots (9.10)$

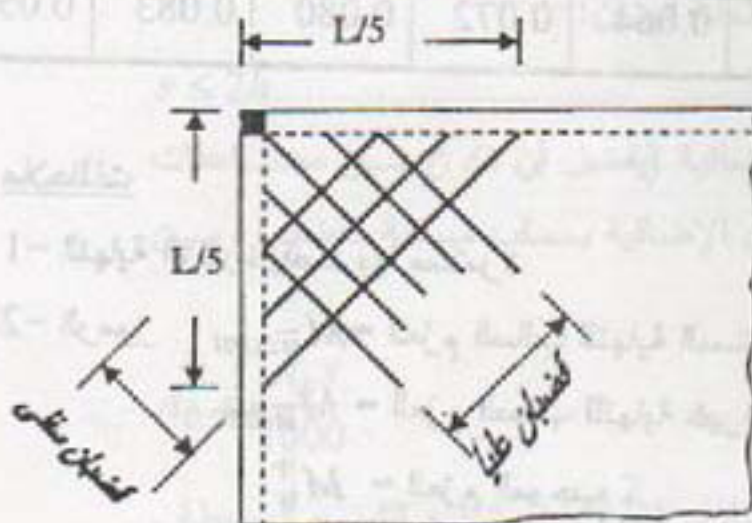
ب- الأحمال المنتظمة للعتبات الطويلة  $W_e = \frac{W_u S}{3} \left( \frac{3-m^2}{2} \right) \dots \dots \dots (10.10)$

حيث  $W_e$  = الحمل المنتظم المكافئ .

$W_u$  = الحمل المعامل على المتر الربع من البلاطة.

$m$  = نسبة العرض/ الطول.

9- تسليح اللي:- عزم اللي مهم للبلاطات الخارجية وللأركان الخارجية منها فقط وهو يؤدي إلى ميل البلاطة للتشقق في الأسفل باتجاه قطر البلاطة وعمودي على هذا الاتجاه للأعلى. عليه يتم وضع حديد باتجاه القطر للأعلى وعمودي عليه للأسفل ولمسافة  $\left( \frac{1}{5} \right)$  البعد الطويل للبلاطة كما موضح في الشكل (3.10) . أن قطر القضبان للتسليح بالاتجاهين والمسافة بين حديد اللي يجب أن تساوي قطر القضبان والمسافات للحديد الموجب . وكبدل لذلك يمكن مد التسليح الأعلى والأسفل باتجاهين موازيين لاتجاهات البلاطة أي بالاتجاه الطويل والقصير .



شكل (3.10)  
تسليح اللي للبلاطات  
الخارجية



### مثال 1.10

صمم بلاطات سقف البناية الموضحة على الشكل (4.10) إذا كان الحمل الحي يساوي  $(3 \text{ KN/m}^2)$ . أما الحمل الميت الإضافي (وزن الانتهاءات والتشطيبات) فيساوي  $2 \text{ KN/m}^2$  جد مقدار الأحمال المسلطة من قبل البلاطات على العتبة  $B_1$  مقاومة المواد هي

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}, f_y = 400 \text{ Mpa}$$

الحل :-

1- تحديد سمك البلاطة

$$h \geq \begin{cases} \frac{p}{180} = \frac{2(6000 + 7500)}{180} = 150 \text{ mm} \\ 90 \text{ mm} \end{cases}$$

عليه فان  $(h)$  يجب أن لا تقل عن  $(150 \text{ mm})$

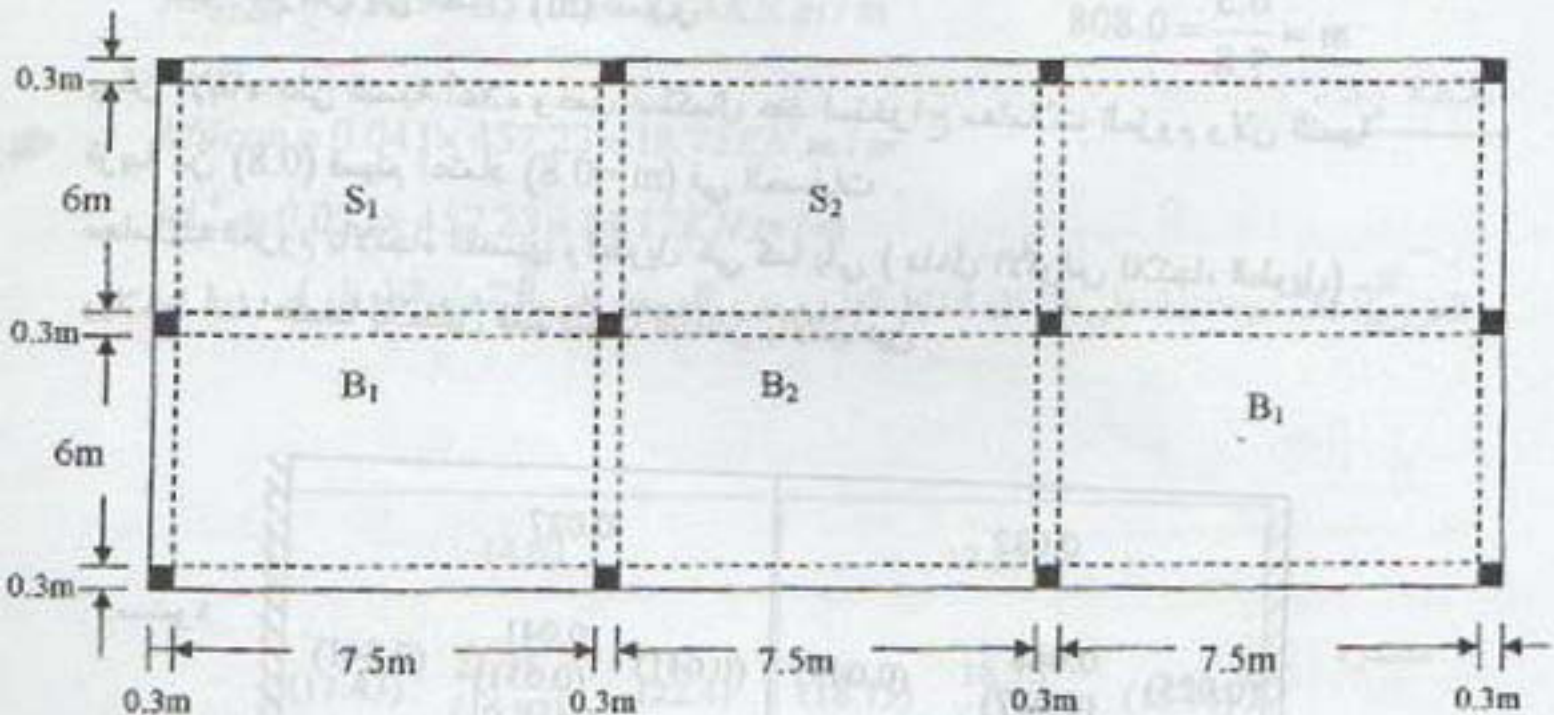
$$h = 150 \text{ mm}$$

استخدم

2- حساب الأحمال التصميمية

$$D = 0.15 \times 24 + 2 = 5.6 \text{ KN/m}^2$$

$$W_u = 5.6 \times 1.2 + 3 \times 1.6 = 11.52$$



شكل (4.10)

سقف البناية للمثال (1.10)

3- تدقيق سمك البلاطة حسب متطلبات القص:- إذا فرضنا استخدام  $\phi 12mm$  بالاتجاه القصير فإن :-

$$d = 150 - 20 - 6 = 124mm$$

$$V_{ud} = 11.52(6/2 - 0.124) = 33.13KN$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{30} \times 1000 \times 124 \times 10^{-3} = 84.9KN$$

بما أن  $V_{ud} < \phi V_c$  عليه فالسمك صالح حسب متطلبات القص

4- حساب التسليح الأدنى والأقصى-

$$\rho_{max} = 0.023$$

من جدول (3م) في الملحق فإن:

$$A_{smin} = 0.0018bh = 0.0018 \times 1000 \times 150 = 270mm^2 / m$$

كما أن:

5- حساب العزوم السالبة والموجبة:-

$$S \leq \begin{cases} 6.3 \\ 6 + 2 \times 1.5 = 6.3 \end{cases}$$

طول الفضاء بالاتجاه القصير

$$\therefore S = 6.3m$$

عليه فإن

$$L \leq \begin{cases} 7.8 \\ 7.5 + 2 \times 1.5 = 7.8 \end{cases}$$

كما أن الفضاء بالاتجاه الطويل

$$\therefore L = 7.8m$$

عليه فإن

$$m = \frac{6.3}{7.8} = 0.808$$

نسبة العرض إلى الطول (m) تساوي

يمكن الإبقاء على النسبة أعلاه وعمل استكمال عند استخراج معاملات العزوم ولأن النسبة

قريبة من (0.8) فسيتم اعتماد (m=0.8) في الحسابات .

معاملات العزوم بالاتجاه القصير والطويل هي كما يلي ( داخل الأقواس للاتجاه الطويل ) .

ويلاحظ أننا اعتمدنا بلاطتين فقط بسبب التناظر بالاتجاهين

0.032			0.027		
(0.025)	0.048 (0.037)	(0.049)	(0.041)	0.041 (0.031)	(0.041)
0.064			0.055		

مسترة

مسترة

مسترة



العزوم بالاتجاه القصير

بلاطة  $S_1$

$$M_{\bar{u}disc} = 0.032 \times 11.52 \times 6.3^2 = 0.032 \times 457.23 = 14.63 \text{ KN.m/m}$$

$$M_u^+ = 0.048 \times 457.23 = 21.95 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{\bar{u}con} = 0.064 \times 457.23 = 29.26 \text{ KN.m/m}$$

بلاطة  $S_2$

$$M_{\bar{u}disc} = 0.027 \times 457.23 = 12.35 \text{ KN.m/m}$$

$$M_u^+ = 0.041 \times 457.23 = 18.75 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{\bar{u}con} = 0.055 \times 457.23 = 25.15 \text{ KN.m/m}$$

أما العزوم بالاتجاه الطويل فهي :-

بلاطة  $S_1$

$$M_{\bar{u}disc} = 0.025 \times 457.23 = 11.43 \text{ KN.m/m}$$

$$M_u^+ = 0.037 \times 457.23 = 16.92 \text{ KN.m/m}$$

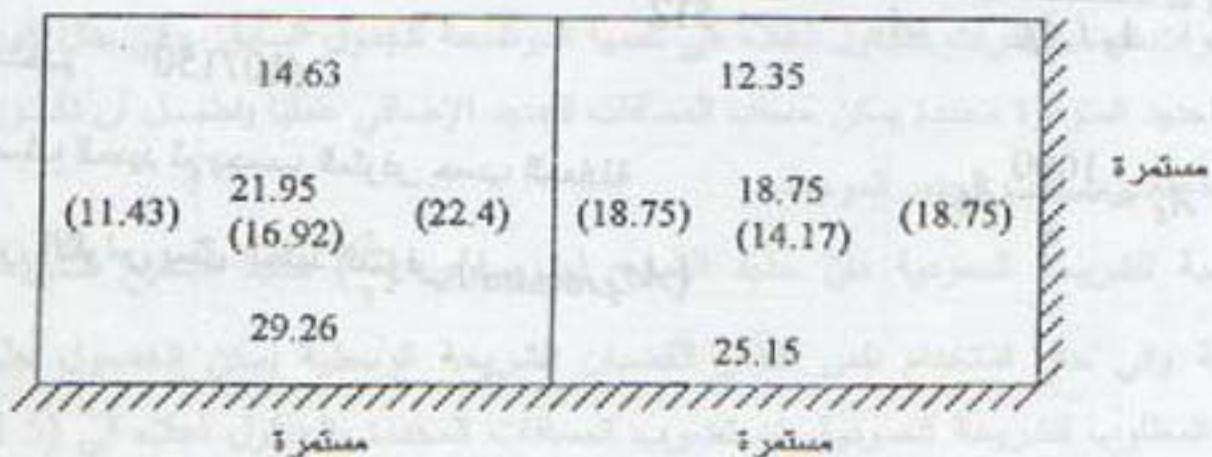
$$M_{\bar{u}con} = 0.049 \times 457.23 = 22.4 \text{ KN.m/m}$$

بلاطة  $S_2$

$$M_{\bar{u}con} = 0.041 \times 457.23 = 18.75 \text{ KN.m/m}$$

$$M_u^+ = 0.031 \times 457.23 = 14.17 \text{ KN.m/m}$$

والعزوم أعلاه موضحة على الشكل أدناه (العزوم بين القوسين هي للاتجاه الطويل).



## 6- حساب حديد التسليح

أ- بالاتجاه القصير .

سيتم حساب حديد التسليح والتفاصيل باستخدام الجدول أدناه، حيث تم استخدام الجدول (م4) في الملحق لحساب ( $\omega$ ) ومن ثم حساب ( $\rho$ ) وحساب الحديد للشريحة الوسطية. سنفرض ( $\phi = 0.9$ ) على أن نتحقق بعد حساب كميات الحديد

جدول حساب حديد التسليح للشريحة الوسطية للبلاطة ( $S_1$ ) بالاتجاه القصير.

العزم	$k$	$\omega$	$\rho$	$A_s = \rho b d$	$A_{s \text{ provided}}$	$A_{s \text{ add}}$
$M_u^+ = 21.95$	0.053	0.055	0.00413	512	$\phi 10/150$ (526)	—
$M_{u \text{ disc}} = 14.63$	0.035	0.036	0.0027	335	$\phi 10/300$ (263)	$\phi 8/300$ (167)
$M_{u \text{ con}} = 29.26$	0.070	0.074	0.0056	695	$\phi 10/150$ (526)	$\phi 10/300$ (263)

يلاحظ من الجدول أعلاه أن جميع قيم ( $\rho$ ) أقل من ( $\rho_{\max}$ ) كما أن قيم ( $A_s$ ) أكبر من  $A_{s \min}$  عليه فالحديد يحقق متطلبات الكود .

من جدول (م3) في الملحق فإن ( $\rho_r = 0.02$ ) وهي أكبر من قيم ( $\rho$ ) أعلاه عليه فإن ( $\phi = 0.9$ ) كما افترضنا .

في الجدول أعلاه تم في البداية حساب المسافة بين القضبان للحديد الموجب

$$s = \frac{1000}{A_s / A_b} = \frac{1000 A_b}{A_s} = \frac{1000 \times 79}{512} = 154 \text{ mm}$$

عملياً نستخدم  $\phi 10/150$

$$A_s = \frac{1000}{s} A_b$$

ويبقى نصف الحديد ثم يحسب المتوفر حسب المعادلة

والرقم بين الأقواس يمثل الحديد المتوفر ( $A_{s \text{ provided}}$ )



ثم يتم إضافة قضبان تسليح بمسافات يفضل أن تكون بمضاعفات مسافة الحديد الموجب (150mm) وذلك تسهيلاً للتنفيذ ثم حساب قطر الحديد بحساب المساحة الإضافية اللازمة والتي تساوي الفرق بين الحديد المطلوب والمتوفر ومن ثم حساب مساحة القضيب المطلوب

$$A_b = \frac{A_s \cdot s}{1000} \quad \text{من المعادلة.}$$

ويتم اختيار قطر القضيب الذي يوفر مساحة تساوي أو أكثر من ( $A_b$ ) المحسوب وفقاً للمعادلة أعلاه. الأرقام بين الأقواس في عمود الحديد الإضافي ( $A_{s\text{add}}$ ) تمثل الحديد المضاف فعلاً وهو يجب أن يكون أكبر أو يساوي الفرق بين الحديد المطلوب والمتوفر. وبعبارة أخرى فإن مجموع مساحة الحديد المضاف والمتوفر يجب أن تكون أكبر أو تساوي الحديد المطلوب. ثم يتم عمل جدول لمساحات الحديد وتفصيل التسليح للبلاطة ( $S_2$ ) بنفس الأسلوب أعلاه.

جدول تفصيل تسليح الشريحة الوسطية للبلاطة ( $S_2$ ) بالاتجاه القصير.

العزم	$k$	$\omega$	$\rho$	$A_s = \rho b d$	$A_{s\text{ provided}}$	$A_{s\text{ add}}$
$M_u^+ = 18.75$	0.045	0.047	0.0035	434	$\phi 10/180$ (438)	—
$M_{udisc} = 12.35$	0.030	0.031	0.0023	286	$\phi 10/360$ (219)	$\phi 8/360$ (139)
$M_{ucon} = 25.15$	0.060	0.063	0.0047	583	$\phi 10/180$ (438)	$\phi 10/360$ (219)

يلاحظ من الجدول أعلاه أن جميع قيم ( $\rho$ ) أقل أو تساوي ( $\rho_{\text{max}}$ ) كما أن قيم ( $A_s$ ) أكبر من  $A_{s\text{min}}$  عليه فالحديد يحقق متطلبات الكود .

من جدول (3م) في الملحق فإن ( $\rho_t = 0.02$ ) وهي أكبر من قيم ( $\rho$ ) أعلاه عليه فإن ( $\phi = 0.9$ ) كما افترضنا .

خطوات حساب فقرات الجدول أعلاه هي نفسها الموضحة للجدول السابق. وفي حال كون أقطار الحديد المتوفرة محددة يمكن حساب المسافات للحديد الإضافي عملياً يفضل أن تكون من مضاعفات مسافات الحديد الموجب .

بالنسبة للشريحة العمودية فإن حديد التسليح لها يساوي ( $\frac{2}{3}$ ) حديد التسليح للشريحة الوسطية وفي حال استخدام نفس أقطار القضبان للشريحة الوسطية يمكن الحصول على الحديد المطلوب للشريحة العمودية بأن تضرب المسافات المحددة بالجدول أعلاه في (1.5)



على أن لا تزيد المسافات عن  $(2h)$  ولا يقل الحديد المتوفر عن الحديد اللازم للحرارة والانكماش  $(A_{smin})$ . ومن الناحية العملية وتسهيلاً للتنفيذ يمكن الاحتفاظ بنفس التسليح للشريحة الوسطية ولو أن في ذلك ضياع في حديد التسليح.

ب- حساب حديد التسليح بالاتجاه الطويل :-

أن العمق الفعال بالاتجاه الطويل يساوي

$$d = h - (1.5db + 20)$$

$$d = 150 - (1.5 \times 12 + 20) = 112 \text{ mm}$$

أن سبب طرح  $(1.5db)$  هو لأن الطبقة بالاتجاه الطويل توضع أعلى طبقة الاتجاه

القصير لأن الاتجاه القصير أهم حيث العزوم أكبر ويفضل توفير عمق أكبر له. يفضل عملياً

أن تثبت المسافة بين القضبان لكل الفضاءات فإذا كان هناك فرق كبير في العزوم الموجبة

يتم تغيير قطر القضبان وهنا لأن العزوم متقاربة فسيتم تحديد المسافات باعتماد العزم الموجب

الأكبر في التصميم  $(16.92 \text{ KN.m})$  وبالنسبة للعزوم السالبة للنهائيات المتجاورة نستخدم العزم

الأكبر في التصميم أيضاً وهو  $(22.4 \text{ KN.m})$ .

والجدول التالي يوضح تفاصيل التسليح .

جدول حساب حديد التسليح للشريحة الوسطية بالاتجاه الطويل .

العزم	$k$	$\omega$	$\rho$	$A_s = \rho b d$	$A_{s \text{ provided}}$	$A_{s \text{ add}}$
$M_u^+ = 16.92$	0.05	0.052	0.0039	437	$\phi 10/180$ (438)	—
$M_{udisc} = 11.43$	0.034	0.035	0.0026	292	$\phi 10/360$ (219)	$\phi 8/360$ (139)
$M_{ucon} = 22.4$	0.066	0.069	0.0052	583	$\phi 10/180$ (438)	$\phi 10/360$ (219)

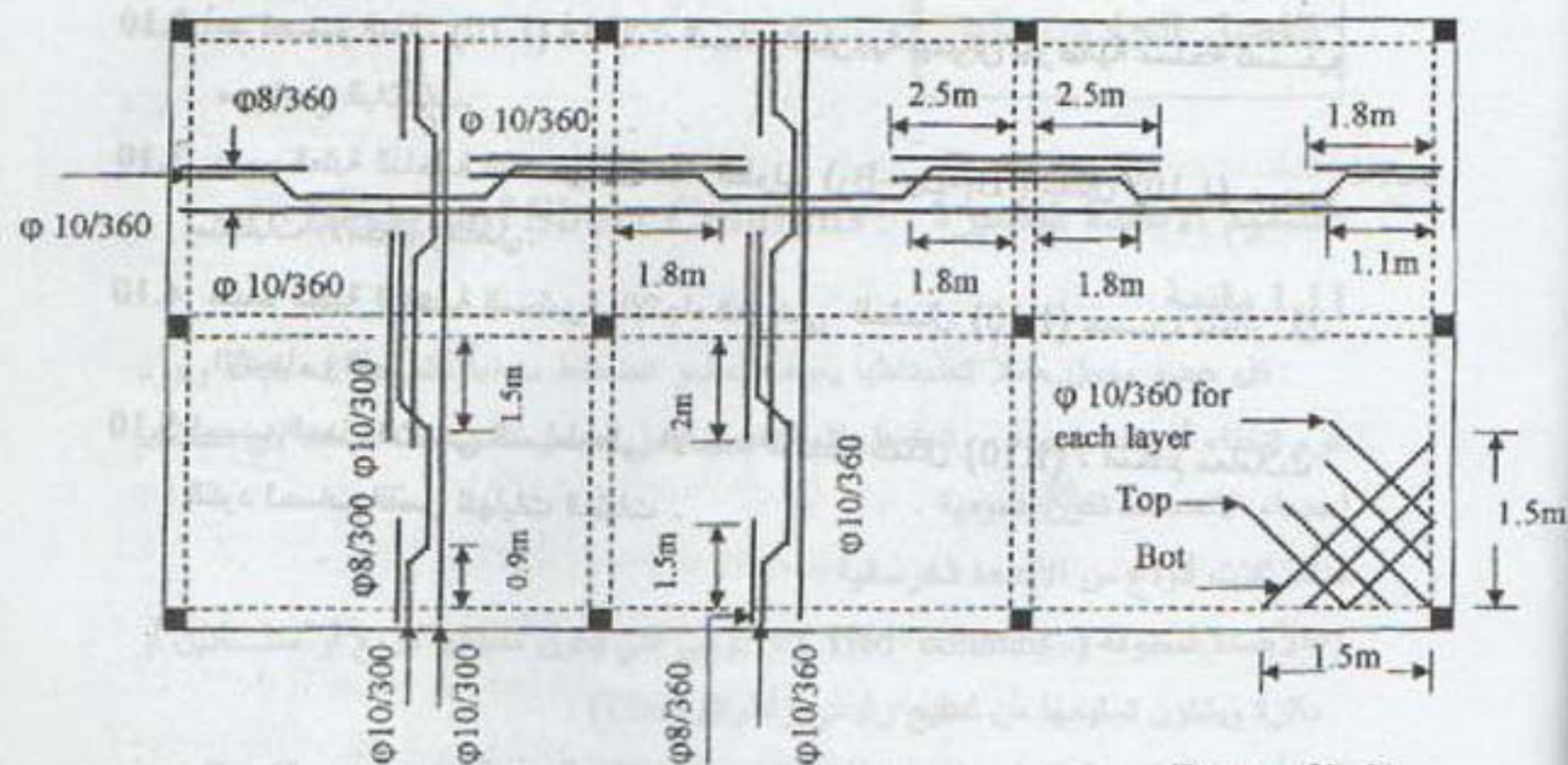
بالنسبة لحديد اللي يمكن استخدام نفس أقطار ومسافات الحديد الموجب للاتجاه القصير  $(\phi 10/150)$

الحمل المسلط من البلاطة على العتبة  $(B_1)$  يساوي :-

$$W_e = \frac{W_s}{3} \left( \frac{3-m^2}{2} \right) = \frac{11.52 \times 6.3}{3} \left( \frac{3-0.8^2}{2} \right) \times 2 = 57 \text{ KN/M}$$

والشكل (5.10) يوضح تفاصيل تسليح سقف البناية .





ملاحظة : حديد اللي

يكرر للأركان الباقية

شكل (5.10)

تفاصيل تسليح سقف البناية

للمثال (10.1)

### مسائل

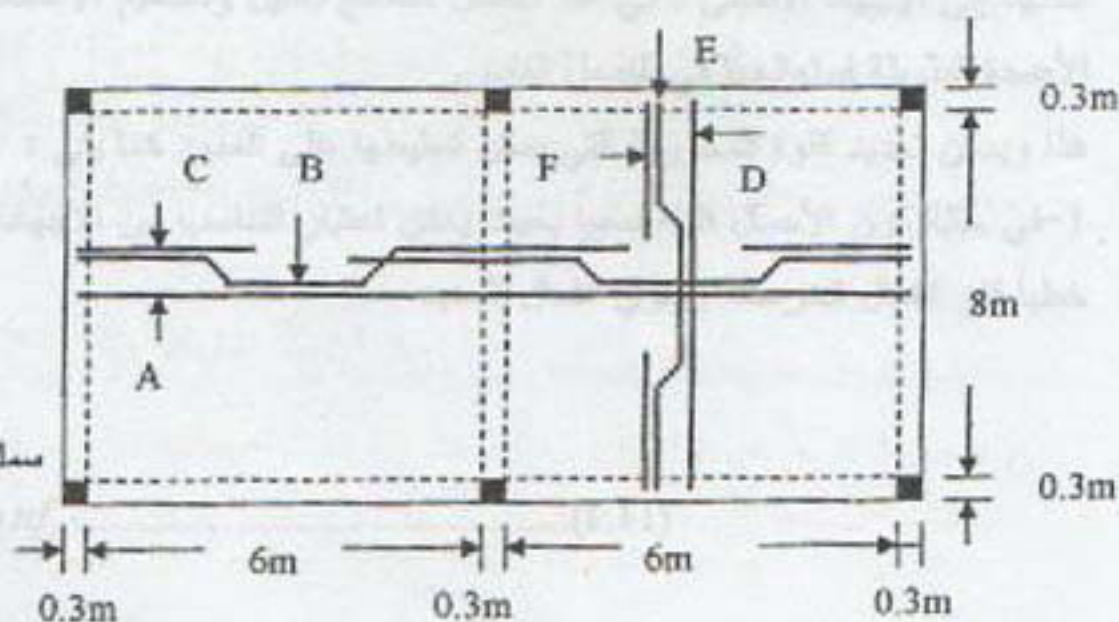
1.10 احسب أقصى حمل حي خدمي يمكن تسليطه على البلاطات ادناه علماً أن

الحمل الميت يشمل وزن الخرسانة فقط .  $f_y = 400Mpa$  ,  $f'_c = 30Mpa$

$A = B = C =$   
 $\phi 12/400mm$

$D = E = F =$   
 $\phi 10/300mm$

سمك البلاطة = 150mm



ب) جدران خرسانية مسلحة تُصب

المثال (1.10) حساب متطلبات

المثال (1.10) حسب متطلبات

المثال (1.10) . استخدم معاملات



# المحاضرة الخامسة والثلاثين

## الفصل الحادي عشر

### تصميم الأعمدة القصيرة Design of Short Columns

#### 1.11 مقدمة

كل عضو يحمل حملاً انضغاطياً يعرف بعضو انضغاط سواء أ ظهرت الحسابات وجود عزم انحناء أو عدم وجوده . وتستعمل كلمة عمود كبديل لعضو الانضغاط عادة لان معظم أعضاء الانضغاط تكون عمودية .  
هناك ثلاث أنواع من الأعمدة الخرسانية :-

1- الأعمدة المطوقة ( Tied columns ) :- وهي التي يكون مقطعها مربع أو مستطيل أو دائرة ويتكون تسليحها من تسليح رئيسي وأطواق (Ties) .

2- الأعمدة الحلزونية التسليح ( Spirally Reinforced columns ) :- وهي التي يتكون التسليح فيها من تسليح رئيسي وتسليح عرضي يكون على شكل حلزون يحيط بالتسليح الرئيسي .

3- الأعمدة المركبة ( composite columns ) :- وتستعمل فيها مقاطع إنشائية أو أنابيب مع الخرسانة وقد يوجد معها حديد تسليح طولي أيضاً .

تقسم الأعمدة أيضاً إلى قسمين حسب طبيعة القفل وهما الأعمدة القصيرة وهي التي تقفل بصورة رئيسية بسبب مقاومة المواد أي وصول الخرسانة أو الحديد إلى الإجهاد الأقصى . والأعمدة الطويلة ( long or slender columns ) وهي التي تقفل بصورة رئيسية بالانبعاج ( الانحراف ) buckling ، حيث يحصل الانبعاج قبل وصول الخرسانة أو الحديد إلى الإجهاد الأقصى . في هذا الفصل سنعالج تحليل وتصميم الأعمدة القصيرة أما الأعمدة الطويلة فنعالجها في الفصل القادم .

هذا ويمكن تحديد القوة المحورية التي يمكن تسليطها على العمود كما يلي :

1- في حالة كون الأحمال قليلة نسبياً بحيث يمكن اعتبار التناسب بين الإجهادات والانفعالات خطياً فإن انفعال الخرسانة يساوي انفعال الحديد

$$\epsilon_s = \epsilon_c$$

$$\therefore \frac{f_s}{E_s} = \frac{f_c}{E_c}$$

$$f_s = \frac{E_s}{E_c} f_c = n f_c \dots \dots \dots (1.11)$$



حيث  $f_s$  = إجهاد الحديد ،  $f_c$  = إجهاد الخرسانة

$n$  = معامل المعياري (modular ratio) = النسبة بين معامل مرونة الحديد إلى معامل مرونة الخرسانة .

إن الحمل المسلط على العمود يساوي القوة المسلطة على الخرسانة مضاف لها القوة المسلطة

على الحديد أي أن :-  $P = f_c A_c + f_s A_s$

وبالتعويض عن  $(f_s)$  بدلالة  $(f_c)$  من المعادلة (1.11) فإن :-

$$P = f_c A_c + n f_c A_s = f_c (A_c + n A_s) = f_c (A_c + A_s + (n-1) A_s)$$

$$\therefore P = f_c (A_g + (n-1) A_s) \dots \dots \dots (2.11)$$

حيث  $P$  = الحمل المسلط على العمود في المرحلة المرنة .

$A_g$  = مساحة المقطع = مساحة الخرسانة والحديد .

2- عند وصول الاجهادات إلى الحد الأقصى: يمكن استخدام المعادلة (2.11) لحساب

الاجهادات والانفعالات للخرسانة أو حساب تحمل العمود للمرحلة المرنة أي عندما تكون

العلاقة بين الاجهادات والانفعالات خطية . وعند زيادة الاحمال فإن العلاقة لن تكون

خطية وتكون المقاومة الاسمية للأعمدة المحملة محورياً مساوية إلى :-

$$P_o = 0.85 f'_c A_c + A_{st} f_y = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \dots \dots \dots (3.11)$$

وحسب الكود فإن المقاومة التصميمية  $(\phi P_n)$  للعمود المحمل محورياً يتم الحصول

عليها بضرب المقاومة الاسمية في معامل خفض المقاومة  $(\phi)$  والذي يؤخذ مساوياً إلى

(0.65) للأعمدة المطوقة و (0.7) للأعمدة المسلحة حلزونياً أي أن :-

$$\phi P_o = \phi [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y] \dots \dots \dots (4.11)$$

أن سبب كون معامل خفض المقاومة أقل من حالة الانحناء والقص هو :-

1- إن مقاومة العمود تعتمد بصورة كبيرة على مقاومة الضغط الخرسانة  $(f'_c)$  بخلاف

العتبات التي تعتمد فيها المقاومة على مقاومة الحديد (فشل الشد) الذي تكون السيطرة على

إنتاجه في المصنع أفضل بكثير من حالة الخرسانة .

2- احتمال حصول الانعزال (segregation) في خرسانة الأعمدة يكون أكبر بسبب الصب

عمودياً .

3- نتائج فشل الأعمدة وخاصة في الطوابق السفلى تكون أكثر خطورة من فشل العتبة

المفردة .



وهناك خفض آخر لمقاومة الأعمدة المحملة محورياً وذلك لأخذ تأثير العزوم بنظر الاعتبار . فحتى لو أظهر التحليل عدم وجود عزم فإن العزوم قد تتولد بسبب خطأ في تحديد مراكز الأعمدة أو بسبب الأحمال الجانبية كأحمال الريح أو تغيير موقع الحمل الحي . وحسب الكود فإن المقاومة يتم خفضها حيث تضرب بالمقدار (0.8) للأعمدة المطوقة و (0.85) للأعمدة حلزونية التسليح ولو رمزنا لمعامل الخفض هذا بالرمز  $(\alpha)$  فإن المقاومة التصميمية  $(\phi P_{n(max)})$  للأعمدة المحملة محورياً تكون مساوية إلى :-

$$\phi P_{n(max)} = \alpha \phi P_o \dots\dots\dots(5.11)$$

أي أن

$$\phi P_{n(max)} = \alpha \phi [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y] \dots\dots\dots(6.11)$$

حيث  $\alpha = 0.8$  (لأعمدة المطوقة) ،  $\alpha = 0.85$  للأعمدة حلزونية التسليح .

## 2.11 متطلبات الكود للأعمدة ACI – Code Requirements

من أهم متطلبات الكود .

1- يجب أن لا تقل نسبة الحديد الطولي ( ACI 10.9.1 ) عن (1%) ولا تزيد عن (8%) من المساحة الكلية للمقطع . أن نسبة الحد الأدنى هي لتجنب حدوث القشور الفجائي الذي يحصل عندما يكون العمود من الخرسانة فقط أو عندما يقل عزم التحمل للمقطع الخرساني فقط عن عزم المقطع المتشقق ويمكن تقليل النسبة أعلاه عندما يكون المقطع أكبر بكثير من المقطع اللازم لمقاومة الأحمال المسلطة (لأسباب معمارية مثلاً) على أن لا تقل النسبة عن (0.005) بأي حال من الأحوال . أما النسبة العليا فهي لمنع احتشاد الحديد والذي قد يؤدي إلى عدم تغلغل الخرسانة عند الصب إلى كل أجزاء العمود . ومن المعتاد أن لا تزيد النسبة عن (4%) حينما تربط القضبان بالتداخل (Lap splices).

2- يجب أن لا يقل عدد قضبان التسليح الطولية عن (4) للأعمدة المطوقة و (6) للأعمدة حلزونية التسليح . (ACI 10.9.2) .

3- في الأعمدة المطوقة يجب أن لا يقل قطر التسليح العرضي (الطوق) عن 10mm إذا كانت القضبان الطولية بقطر (32mm) أو أقل . ولا يقل عن (12mm)  $\phi$  إذا كانت القضبان الطولية بقطر أكبر من (32mm) أو تم استخدام حزم من القضبان (bundled bars) (ACI 7.10.5.1).

بالنسبة للحزم :- عند احتشاد القضبان يمكن جمعها على شكل حزم على أن لا يزيد عدد القضبان للحزمة عن (4) وتعامل الحزمة كقضيب له مساحة مساوية إلى مساحة القضبان وله كفاءة مساوية إلى كفاءة القضبان .



يجب أن لا تزيد المسافة بين مراكز الأطواق بموجب الكود (ACI 7.10.5.2) عن:-

أ- 16 مرة بقدر قطر القضبان الطولية .

ب- 48 مرة بقدر قطر الطوق .

ج- البعد الأصغر لمقطع العمود .

كما أن الكود (ACI 7.10.5.3) يحدد مايلي :-

يجب أن ترتب الأطواق بحيث يتم ربط التسليح الرئيسي بصورة متناوبة بزاوية لا تزيد عن  $(135^\circ)$  على أن لا تزيد المسافة الصافية بين أي قضيب والقضيب المسند المجاور له عن  $(150\text{mm})$  فإذا زادت المسافة عن ذلك فيجب أن يربط أيضاً . يوضح الشكل (1.11) بعض التفاصيل اللازمة لمقاطع مختلفة من حيث عدد وترتيب القضبان الرئيسية والعرضية (الأطواق) .

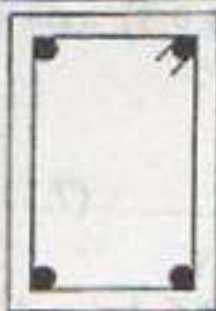
4- يجب أن لا تقل المسافة الصافية بين دورات التسليح الحازوني عن  $(25\text{mm})$  ولا تزيد عن  $(80\text{mm})$  وأن دعت الحاجة إلى وصل الحازون فإنه يتم باللحام أو بالتداخل بالقيمة الأكبر من  $(48)$  مرة بقدر قطره أو  $(300\text{mm})$  . (ACI 7.10.4) .

5- المسافة الصافية بين القضبان يجب أن لا تقل عن القيمة الأكبر من  $(40\text{mm})$  أو  $(1.5d_b)$  أو  $(\frac{4}{3})$  المقياس الأقصى للركام . كما أن سمك الغطاء الخرساني يجب أن لا يقل عن  $40\text{mm}$  (ACI 7.6.3) .

يختلف تصرف العمود الحازوني التسليح عن العمود المطوق عند الفشل فعندما يكون للثنين نفس التسليح فإن العمود المطوق يفشل عند الوصول إلى قوة مساوية إلى مقاومة العمود وذلك بتهشم الخرسانة وانبعاج حديد التسليح الرئيسي بين الأطواق. أما العمود حازوني التسليح فتتساقط قشرة الخرسانة خارج الحازون عند وصوله إلى نفس مقاومة العمود المطوق وعندئذ تبدأ أهمية الحصر الجانبي (confinement) للحازون فعند وجود كمية كبيرة من الحازون فإن الحمل الذي يؤدي إلى خضوع حديد الحازون سيكون أكبر من ذلك الذي يؤدي إلى تساقط القشرة كما أن الفشل سيكون تدريجياً مؤدياً إلى زيادة في متانة وأمان العمود .

الزيادة في مقاومة العمود عن الحمل اللازم لتساقط القشرة الخارجية عديمة الفائدة لأن العمود على الرغم من عدم فشله تماماً إلا أنه غير مفيد من الناحية الخدمية . لهذا فإن الكود يشترط حد أدنى من حديد الحازون بحيث أن كميته تسبب زيادة في المقاومة أكثر قليلاً من النقص الذي يسببه تساقط القشرة .





4 قضبان

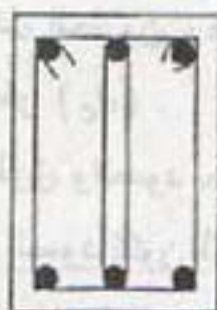


$s \leq 150mm$



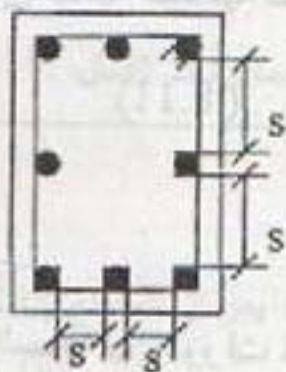
$s > 150mm$

OR



$s > 150mm$

6 قضبان



$s \leq 150mm$



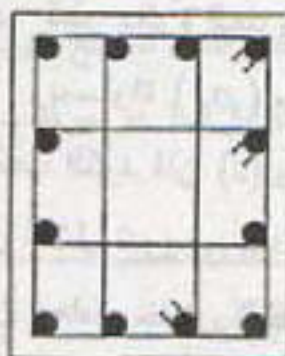
$s > 150mm$

OR

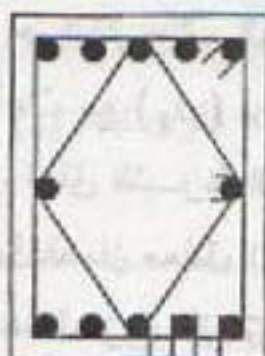


$s > 150mm$

8 قضبان

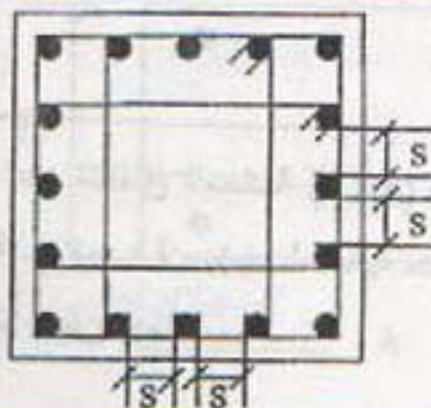


$s > 150mm$



$s \leq 150mm$

12 قضيب



$s \leq 150mm$

16 قضيب

شكل

(1.11)

ترتيبات

الاطواق



وحسب الكود (ACI 10.9.3) فإن النسبة الحجمية لحديد تسليح الحززون يجب أن لا تقل عن:-

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (7.11)$$

حيث  $A_g$  = مساحة المقطع الكلية .

$A_c$  = مساحة اللب ويقصد بها المساحة المحصورة داخل الحززون ، قطرها يساوي قطر دائرة الحززون من الخارج إلى الخارج ويرمز للقطر  $(d_c)$  .

الشكل (2.11) يوضح مقارنة بين تصرف العمود المطوق والعمود حلزوني التسليح ويلاحظ أنه عندما يكون التسليح الحلزوني كبيراً فإن مقاومة العمود تكون أكثر من القوة اللازمة لتساقط القشرة وبالعكس حين يكون التسليح قليلاً فإن مقاومة العمود تكون أقل من القوة اللازمة لتساقط القشرة . أما حينما يكون التسليح بموجب الكود فإن القيمتان متقاربتان . إن النسبة الحجمية لحديد الحززون تساوي :-

$$\rho_s = \frac{\pi d_c A_{sp}}{\pi d_c^2 \frac{s}{4}} = \frac{4 A_{sp}}{d_c s} \quad (8.11)$$

حيث :-

$s$  = المسافة بين دورات التسليح .

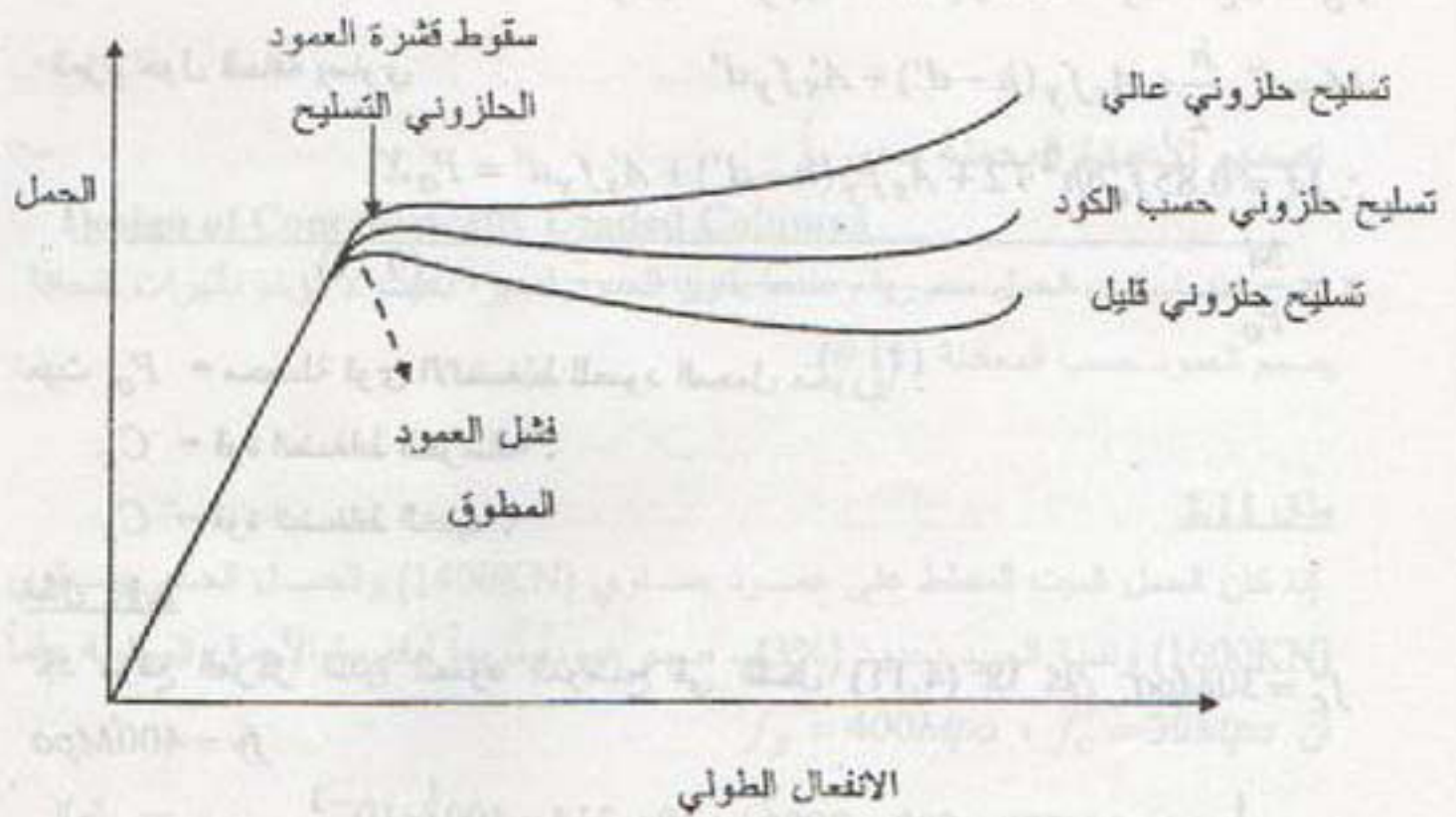
$A_{sp}$  = مساحة مقطع الحززون .

$d_c$  = قطر دائرة الحززون ( وتؤخذ من الخارج إلى الخارج ) .

وبمساواة  $(\rho_s)$  من المعادلة أعلاه مع  $(\rho_s)$  من المعادلة (7.11) يمكن إيجاد  $(s)$  وحسب الكود فإن  $(s)$  يجب أن تحقق الشرط التالي  $25mm \leq s \leq 80mm$  . أن كون الفشل تدريجي يؤدي إلى إمكانية نقصان معامل الأمان ومن هنا فإن الكود يتطلب أن يكون معامل خفض المقاومة للأعمدة الحلزونية  $(\phi = 0.7)$  بينما  $(\phi = 0.65)$  للأعمدة المطوقة .

\* - عند اشتقاق المعادلة (8.11) فإن القطر بين مركز الحديد إلى مركز الحديد  $(d_c - d_b)$  هو الذي يجب أن يؤخذ لحساب حجم الحديد لكننا اعتبرناه مساوياً إلى  $(d_c)$  وهذا يولد فرقاً بسيطاً يمكن إهماله .



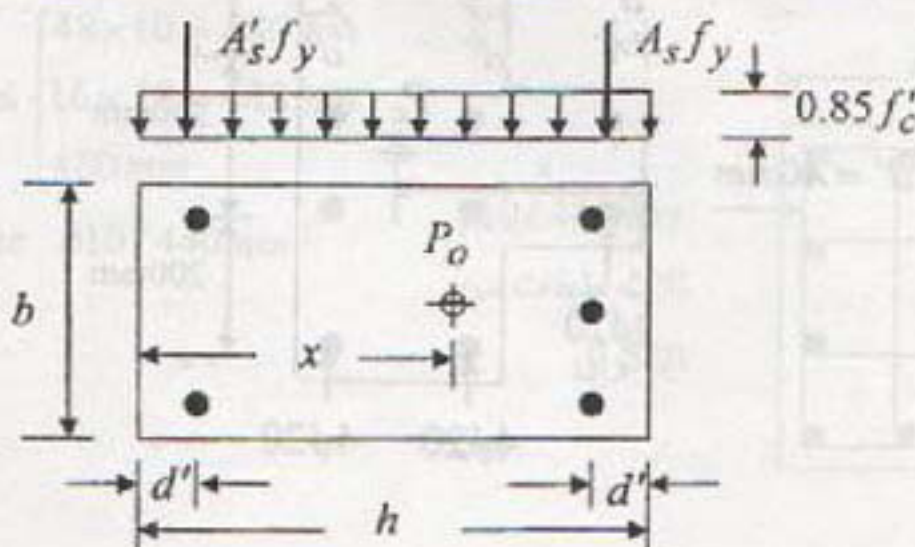


شكل (2.11)

تصرف الأعمدة المطوقة والحلزونية التسليح تحت تأثير الأحمال لحد الفشل .

### 3.11 المركز اللدن Plastic Centroid

يعرف المقطع المحمل محورياً بأنه المقطع الذي يمر الحمل فيه بمركز المقطع إذا كان المقطع متناظر . أما إذا لم يكن المقطع متناظر فإن العمود يعتبر محمل محورياً إذا كان الحمل يمر بما يسمى بالمركز اللدن . والمركز اللدن هو النقطة التي تمر بها محصلة قوى انضغاط الخرسانة وقوى انضغاط الحديد . والشكل (3.11) يوضح المركز اللدن لمقطع غير متناظر التسليح . فإذا افترضنا أن محصلة القوى تبعد (x) عن حافة المقطع كما هو موضح في الشكل فإن البعد يمكن إيجاده كما يلي :-



شكل (3.11)

المركز اللدن

$$P_o = C_c + C_s = 0.85 f'_c b h + A_s f_y + A'_s f_y \quad \text{قوة الانضغاط تساوي}$$

$$M = C_c \frac{h}{2} + A_s f_y (h - d') + A'_s f_y d' \quad \text{العزم حول الحافة يساوي}$$

$$\therefore M = 0.85 f'_c b h^2 / 2 + A_s f_y (h - d') + A'_s f_y d' = P_o X$$

$$x = \frac{M}{P_o} \dots \dots \dots (9.11)$$

حيث  $P_o$  = محصلة قوى الانضغاط للعمود المحمل محورياً .

$C_c$  = قوة انضغاط الخرسانة .

$C_s$  = قوة انضغاط الحديد .

### مثال 1.11

جد موقع المركز اللدن للعمود الموضح في الشكل (4.11) إذا كان  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$P_o = \{ 0.85 \times 30 (300 \times 600 + 200^2) + 10 \times 314 \times 400 \} \times 10^{-3} \quad \text{الحل :-}$$

$$P_o = 6866 \text{ KN}$$

عزوم قوى انضغاط الخرسانة حول الحافة اليسرى

$$\sum C_c x_c = 0.85 \times 30 \{ 300 \times 600 \times 350 + 200^2 \times 100 \} \times 10^{-6} = 1708.5 \text{ KN.m}$$

عزوم قوى انضغاط الحديد حول الحافة اليسرى

$$\sum A_s f_y x_s = 400 (2 \times 314 \times 40 + 4 \times 314 \times 240 + 4 \times 314 \times 460) \times 10^{-6} = 361.73 \text{ KN.m}$$

$$M = 1708.5 + 361.73 = 2070.23 \text{ KN.m} \quad \text{مجموع العزوم}$$

بعد المركز اللدن عن الحافة اليسرى

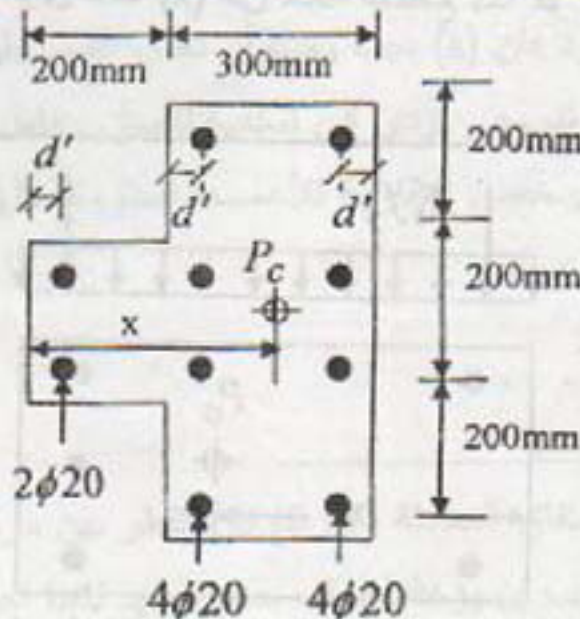
$$x = M / P_o = 2070.73 / 6866 = 0.302 \text{ m} = 302 \text{ mm}$$

شكل (4.11)

مقطع العمود

للمثال (1.11)

$$d' = 40 \text{ mm}$$





## تصميم الأعمدة المحملة محورياً

### Design of Concentrically Loaded Columns

عندما يكون الحمل محورياً وعندما يكون العمود قصيراً بحيث لا تؤخذ تأثيرات النحافة

يصمم العمود حسب المعادلة (6.11).

### مثال 2.11

إذا كان الحمل الميت المسلط على عمود يساوي (1400KN) والحمل الحي يساوي (1600KN) ونسبة الحديد بحدود (3%) - صمم عموداً مربعاً لمقاومة الأحمال المسلطة علماً أن  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  ،  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$

الحل

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2(1400) + 1.6(1600) = 4240 \text{ KN}$$

$$P_u = \alpha \phi P_o = 0.8 \times 0.65 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$4240 \times 1000 = 0.8 \times 0.65 [0.85 \times 30 (A_g - 0.03 A_g) + 400 \times 0.03 A_g]$$

$$A_g = 221964 \text{ mm}^2 = h^2 \quad \therefore h = 471 \text{ mm}$$

عملياً يمكن أن نستخدم  $h = 480 \text{ mm}$  وهنا سيحدث نقصان قليل في نسبة الحديد بسبب زيادة مساحة الخرسانة لذا يتم إيجاد مساحة الحديد من المعادلة .

$$4240 \times 1000 = 0.8 \times 0.65 [0.85 \times 30 (480^2 - A_{st}) + 400 A_{st}]$$

$$\therefore A_{st} = 6085 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 12\phi 28 \text{ mm} \quad A_s = 7390 \text{ mm}^2 > 6085 \text{ mm}^2 \quad \text{استخدم}$$

أما بالنسبة للأطواق فنستخدم ( $\phi 10 \text{ mm}$ ) عليه تكون المسافة بين الأطواق (s)

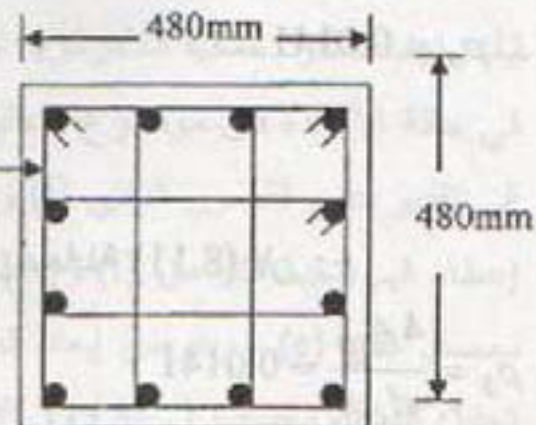
$$s \leq \begin{cases} 48 \times 10 = 480 \text{ mm} \\ 16 \times 28 = 448 \text{ mm} \\ 480 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Use } \phi 10 / 440 \text{ mm}$$

$\phi 10 / 440 \text{ mm}$

ثلاث طبقات من

الأطواق



### مثال 3.11

صمم عمود دائري بتسليح حلزوني إذا كان الحمل الميت المصلط يساوي 1400KN والحمل الحي مقداره (1600KN). استخدم نسبة حديد حدود  $f'_c = 30\text{Mpa}$  (3%) ،  $f_y = 400\text{Mpa}$

الحل :-

$$P_u = 4240\text{KN}$$

من السؤال السابق

$$P_u = \alpha\phi P_o = 0.85 \times 0.7 [0.85 \times 30(A_g - 0.03A_g) + 400 \times 0.03A_g]$$

$$A_g = 193985 = \frac{\pi D^2}{4} \quad \therefore D = 497\text{mm}$$

$$D = 500\text{mm}$$

استخدم

$$A = \frac{\pi(500)^2}{4} = 196350\text{mm}^2$$

وبسبب الزيادة القليلة في المساحة هناك نقصان في نسبة الحديد .

والآن نجد مساحة الحديد وكما يلي :-

$$4240000 = 0.85 \times 0.7 [0.85 \times 30(196350 - A_{st}) + 400 A_{st}]$$

$$\therefore A_{st} = 5659\text{mm}^2$$

$$\therefore A_s = 6160 > 5659\text{mm}^2$$

استخدم  $10\phi 28\text{mm}$

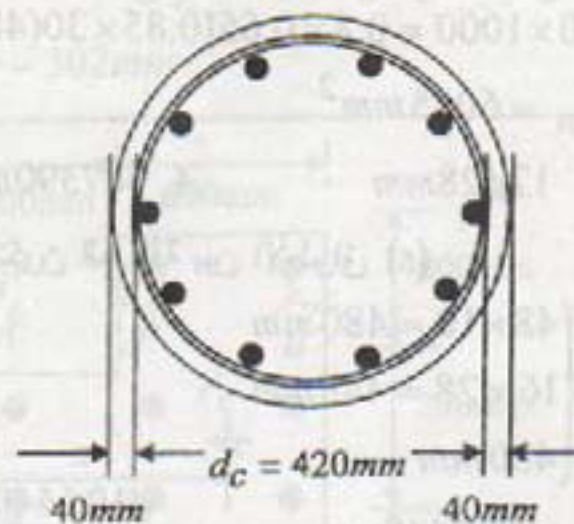
تصميم الحلزون :- استخدم حلزون قطر  $(\phi 10\text{mm})$  .

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_g = 196350\text{mm}^2$$

$$A_c = \frac{\pi(420)^2}{4} = 138544\text{mm}^2$$

$$\therefore \rho_s = 0.0141$$



مقطع العمود

من معادلة (8.11) فإن :-

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{d_c s} = 0.0141$$



$$\therefore s = \frac{4A_{sp}}{0.0141d_c} = \frac{4 \times 79}{0.0141 \times 420} = 54 \text{ mm}$$

$$25 < s < 80$$

$$s = 50 \text{ mm}$$

يلاحظ أن (s) تحقق متطلبات الكود حيث  
استخدم

### 5.11 تحليل الأعمدة المستطيلة غير المحملة محورياً

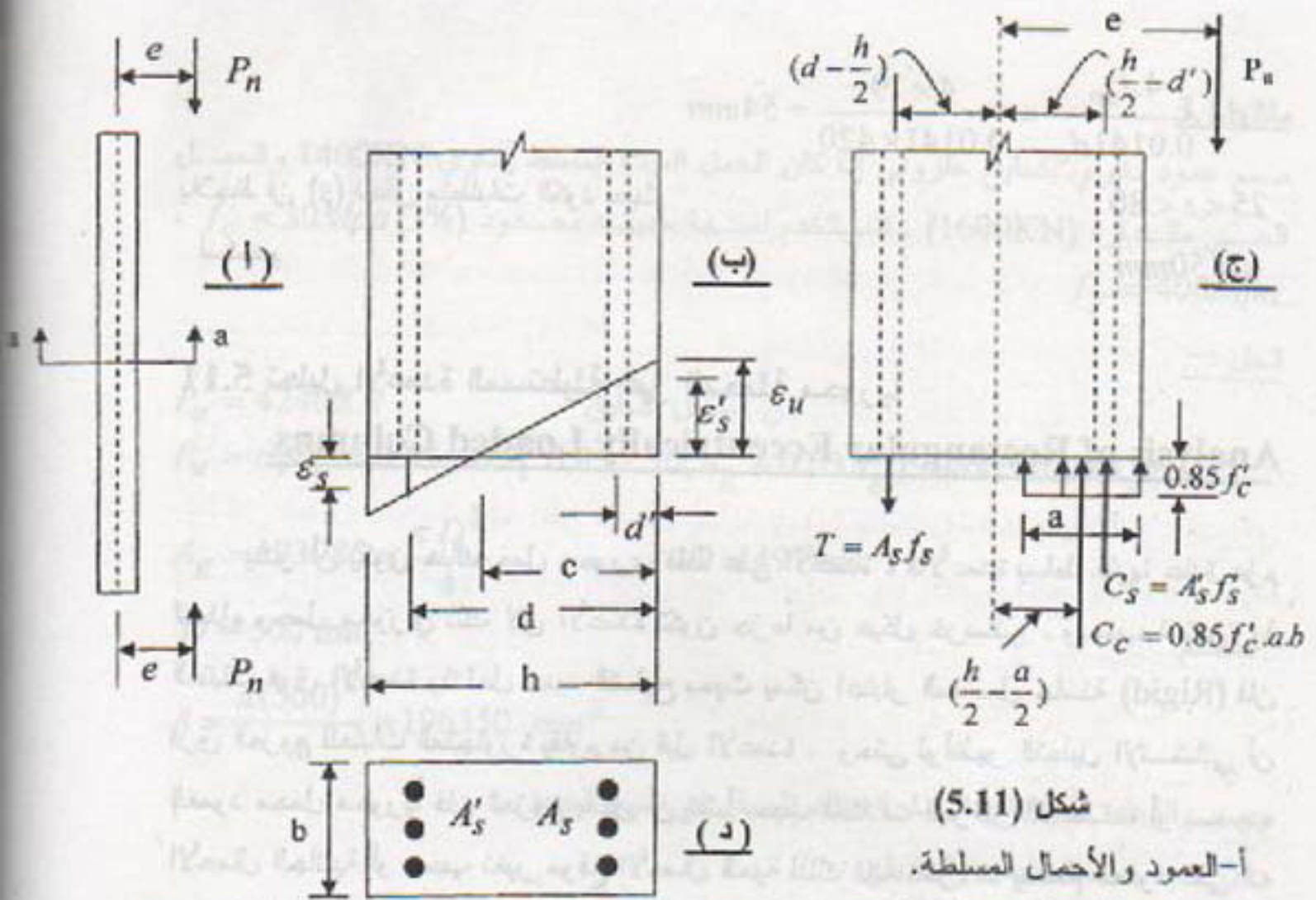
#### Analysis of Rectangular Eccentrically Loaded Columns

يندر أن يكون هناك حمل محوري فقط على الأعمدة ، فالأعمدة يسلط عليها عادة عزم انحناء وحمل محوري ذلك لأن الأعمدة تكون جزءاً من هيكل خرساني . وبسبب استمرارية العتبات فوق الأعمدة وتداخل حديد التسليح بحيث يمكن اعتبار المفاصل جاسئة (Rigid) فإن فرق العزوم للعتبات المتجاورة يقاوم من قبل الأعمدة . وحتى لو أظهر التحليل الإنشائي أن العمود محمل محورياً فإن العزوم يمكن أن تنشأ بسبب اختلاف المراكز للأعمدة أو بسبب الأحمال الجانبية أو بسبب تغير موقع الأحمال الحية لذلك فإنه نادراً ما يصمم العمود على أنه محوري التحميل .

يقصد بتحليل العمود إيجاد العزم الأقصى والحمل المحوري الأقصى (عند الفشل) أي إيجاد المقاومة الاسمية للعزم والمقاومة الاسمية للقوة المحورية . ويتم التحليل حسب مبدأ توازن القوى وتوافق الانفعالات عند الفشل حيث يكون توزيع الانفعالات خطياً ، أما الاجهادات فيكون توزيعها غير خطي لكن يمكن أن يقرب على شكل مستطيل كما في حالة العتبات والشكل (5.11) يوضح توزيع الانفعالات والاجهادات لعمود خرساني مستطيل متناظر للتصليح وكذلك يوضح قوى الضغط والتشد على المقطع ويلاحظ أن القوة المحورية والعزم يتم تحويلها إلى قوة محورية ( $P_n$ ) ولا مركزية ( $e$ ) حيث ( $e = M_n / P_n$ ) وبذلك يكون هذا النظام للأحمال مكافئاً للنظام الأصلي وقد تم هذا التحويل لتسهيل الحسابات وتصنيف العمود حسب اللامركزية كما سنبين لاحقاً .

في حالة الأعمدة فإن موضوع التحليل والتصميم لا يمكن فصلهما إذ نحتاج في تحليل المنشأ إلى تقدير عزم القصور الذاتي ( $I$ ) ومساحة المقطع ( $A$ ) ويتم ذلك بفرض إبعاد العمود أو إعطاء قيم نسبية لكل من ( $I$ ) و ( $A$ ) وبإكمال التحليل نحصل على ( $M_u$ ) و ( $P_u$ ) ومنها نحصل على ( $e$ ) . وبفرض إبعاد المقطع (إذا تم إعطاء قيم نسبته) وحديد التسليح ، يتم تحليل المقطع بحساب ( $M_n$ ) و ( $P_n$ ) ومقارنتها مع نتائج التحليل الإنشائي وقد تعاد العملية عدة مرات للحصول على التصميم الصحيح .





شكل (5.11)

أ- العمود والأحمال المسلطة.

ب- توزيع الانفعال عند المقطع a-a

ج- توزيع الاجهادات عند المقطع a-a

د- مقطع في العمود .

وبذلك فإن تحليل المقطع يعتبر جزءاً من عملية التصميم. ويمكن تسهيل عملية التحليل والتصميم باستخدام المنحنيات الخاصة بتداخل العزم مع القوة المحورية كما منوضح لاحقاً .  
 من توافق الانفعالات (لاحظ الشكل) فإن :-

$$\epsilon_s = \frac{d-c}{c} \epsilon_u$$

$$\epsilon'_s = \frac{c-d'}{c} \epsilon_u$$

عليه فإن إجهادات الحديد تصبح

$$f_s = \epsilon_s E_s = \frac{d-c}{c} E_s \epsilon_u = 600 \frac{d-c}{c} \dots \dots \dots (10.11)$$

$$f'_s = \epsilon'_s E_s = \frac{c-d'}{c} E_s \epsilon_u = 600 \frac{c-d'}{c} \dots \dots \dots (11.11)$$



ومن توازن القوى (بأخذ مجموع العزوم حول المركز اللدن) :-

$$\sum Fy = 0 \quad \therefore P_n = C_c + C_s - T = 0.85 f'_c a b + A'_s f'_s - A_s f_s \dots (12.11)$$

$$\sum M = 0 \quad \therefore M_n = P_n \cdot e = C_c \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) + T \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\therefore M_n = 0.85 f'_c a b \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_s \left( d - \frac{h}{2} \right) \dots (13.11)$$

في المعادلات أعلاه تم إهمال نقصان قوة الانضغاط للخرسانة بسبب المساحة التي يشغلها حديد الانضغاط لأن هذا النقصان قليل وفي حال كون نسبة حديد الانضغاط كبيرة يمكن اخذ هذا النقصان بنظر الاعتبار بالتعويض عن قوة حديد الانضغاط ( $C_s$ ) بالمقدار  $A'_s (f'_s - 0.85 f'_c)$  . ويتم استبدال قوة انضغاط الحديد ( $A'_s f'_s$ ) بالقيمة الجديدة في المعادلتين . ويمكن تحليل المقطع بتعويض  $f'_s$  ،  $f_s$  بدلالة (c) في المعادلة (12.11) وبذلك تكون ( $P_n$ ) بدلالة (c) حيث تعوض في المعادلة (13.11) فتتكون لدينا معادلة من الدرجة الثالثة بدلالة (c) يتم حلها للحصول على (c) ومن ثم إيجاد ( $f'_s$ ) ، ( $f_s$ ) وحساب ( $P_n$ ) و ( $M_n$ ) على أن اجتهادات الحديد يجب تدقيقها إذ لايجوز أن تتجاوز ( $f_y$ ) فإذا وجد أن إجهاداً الحديد قد تجاوزت ( $f_y$ ) يعاد الحل بأخذ الإجهاد مساوياً إلى ( $f_y$ ) .

إن الطريقة أعلاه مطولة ، وحل معادلة من الدرجة الثالثة يعتبر صعب يدوياً لذلك يفضل الحل بطريقة الصواب والخطأ . وهناك عدة طرق منها فرض (c) وإيجاد ( $P_n$ ) وبالتعويض في معادلة العزم يتم إيجاد لامركزية (e) جديدة تقارن مع اللامركزية للمقطع وتعاد العملية بتغيير قيمة (c) إذا كان الفرق في قيم اللامركزية كبيراً إلى أن نحصل على فرق قليل وبذلك نتحدد قيم  $M_n$  ،  $P_n$  .

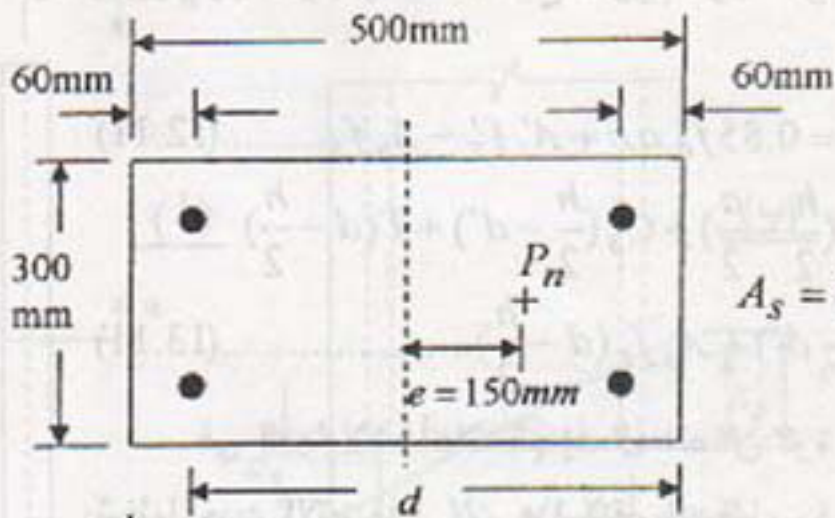
#### مثال 4.11

عمود قصير إبعاده (300×500mm) كما في الشكل (6.11) يسلط عليه حمل محوري بلامركزية (e = 150mm) . احسب المقاومة الاسمية للانحناء ( $M_n$ ) والمقاومة الاسمية للقوة المحورية ( $P_n$ ) علماً أن  $f_y = 350 \text{ Mpa}$  ،  $f'_c = 25 \text{ Mpa}$

الحل

$$c = 300 \text{ mm} \quad \therefore a = 0.85 \times 300 = 255 \text{ mm} \quad \text{افرض}$$

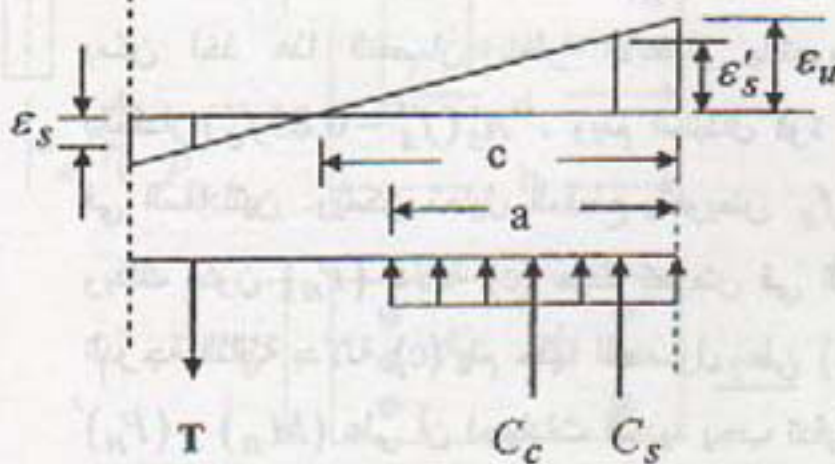




$$A_s = 4\phi 28$$

شكل (6.11)

مخطط توزيع الاجهادات  
والانفعالات للمثال (4.11)



مخطط توزيع الانفعالات

مخطط توزيع الاجهادات

$$f_s = 600 \frac{d-c}{c} = 280 \text{ Mpa} \quad \therefore T = 345 \text{ KN}$$

$$f'_s = \frac{c-d'}{c} 600 = 480 \text{ Mpa} > f_y \quad \therefore f'_s = 350 \text{ Mpa}$$

$$\therefore C_s = 431.2 \text{ KN}$$

$$C_c = 0.85 f'_c a b = 1625.63 \text{ KN}$$

$$P_n = C_c + C_s - T = 1625.63 + 431.2 - 345 = 1711.83 \text{ KN}$$

$$M_n = C_c \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) + T \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_n = 1625.63(0.25 - 0.128) + 431.2(0.25 - 0.06) + 345(0.44 - 0.25)$$

$$M_n = 345.8 \text{ KN m}$$

$$\therefore e = M_n / P_n = 0.2 \text{ m} = 200 \text{ mm}$$

ولأن (e) المحسوبة أكبر من (e) الفعلية فهذا يعني أن تأثير العزم أكبر عليه يجب زيادة (e) لزيادة قيمة (Pn).

$$C = 350 \text{ mm} \quad \therefore a = 298 \text{ mm}$$

افرض أن



$$f_s = 154 \text{ Mpa} \quad \therefore T = 189.73 \text{ KN}$$

$$f'_s = 350 \text{ Mpa} \quad C_s = 431.2 \text{ KN}$$

$$C_c = 0.85 f'_c a b = 1899.75 \text{ KN}$$

$$P_n = C_c + C_s - T = 2141.22 \text{ KN}$$

$$M_n = 1899.75(0.25 - 0.15) + 431.2(0.25 - 0.06) + 189.73(0.44 - 0.25)$$

$$= 307.95 \text{ KN.m}$$

$$\therefore e = M_n / P_n = 144 \text{ mm}$$

$$M_n = 308 \text{ KN.m}$$

$$P_n = 2141 \text{ KN}$$

ويمكن الاكتفاء بهذا القدر من التقارب ، عليه فان

### 6.11 تصنيف الأعمدة حسب نوع الفشل :-

يكون فشل الأعمدة كما في حالة العتبات بثلاث حالات ويعتمد ذلك على قيمة

اللامركزية (e) والحالات هي :-

#### أ - الفشل المتوازن (Balanced Failure).

وهو الفشل الذي يحدث بوصول حديد الشد إلى ( $f_y$ ) بنفس اللحظة التي تصل فيها

الخرسانة إلى الانفعال الأقصى ( $\epsilon_u = 0.003$ ) ومن الشكل (5.11) فان :-

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_y} = \frac{600}{600 + f_y}$$

$c_b$  - موقع محور الحيود لحالة

$$\therefore c_b = \frac{600}{600 + f_y} d \quad (14.11)$$

$$f'_s = 600 \frac{c - d'}{c} \leq f_y$$

من الفقرة السابقة فان :-

$$C_c = 0.85 f'_c a b$$

$$a = \beta_1 c$$

$$P_{nb} = C_c + C_s - T = 0.85 f'_c a b + A'_s f'_s - A_s f_y$$

$$M_{nb} = C_c \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) + T \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} \quad (15.11)$$

حيث  $e_b$  - نسبة اللامركزية لفشل التوازن .

$M_{nb}$  - مقاومة الانحناء الاسمية لحالة التوازن .

$P_{nb}$  - الحمل المحوري الاسمي لحالة التوازن .

### مثال 5.11

احسب مقدار اللامركزية لحالة فشل التوازن ( $e_b$ ) للعمود الموضح في الشكل (7.11) إذا كانت  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  ،  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$

الحل:

$$A_s = A'_s = 1847 \text{ mm}^2$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} d = 264 \text{ mm}$$

$$a_b = \beta_1 c = 224.4 \text{ mm}$$

$$f'_s = 600 \frac{264 - 60}{264} = 463 > 400$$

$$\text{Use } f'_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$C_s = 400 \times 1847 = 738.8 \text{ KN} = T$$

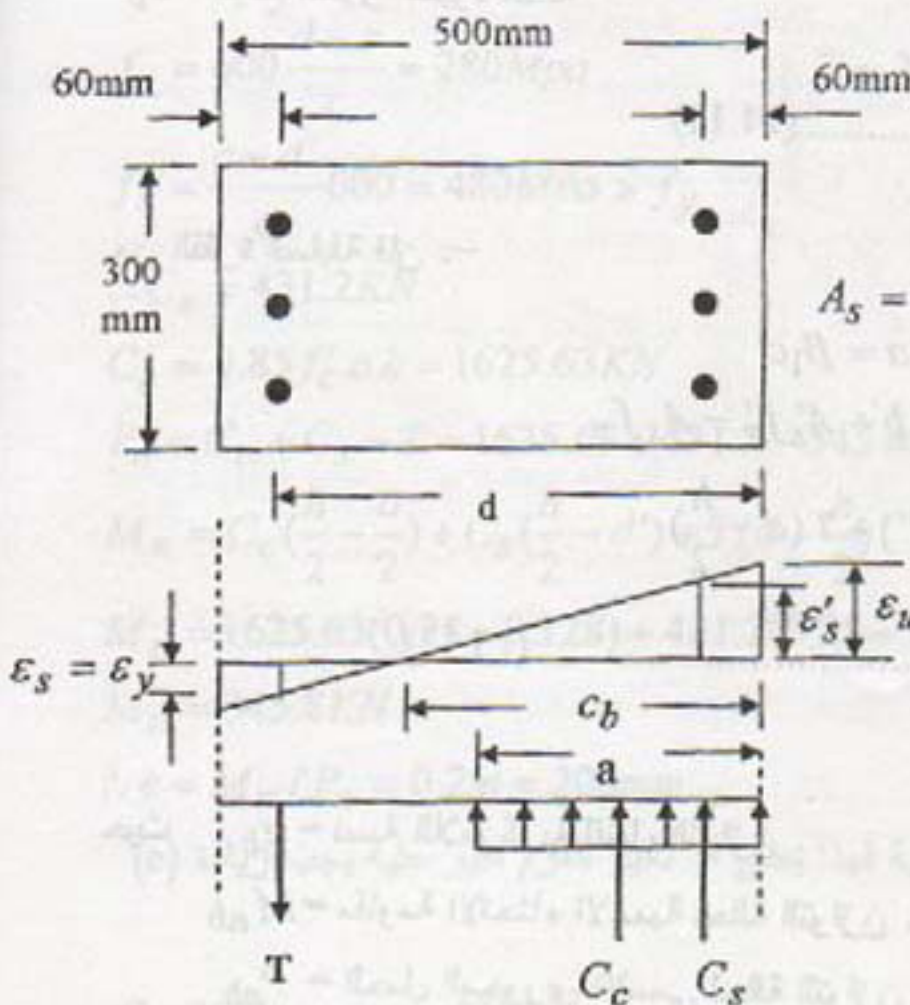
$$P_{nb} = 0.85 f'_c a b = 0.85 \times 30 \times 224.4 \times 300 \times 10^{-3} = 1716.7 \text{ KN} = C_c$$

$$M_{nb} = C_c \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) + T \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{nb} = 1716.7(0.25 - 0.112) + 738.8(0.25 - 0.06) + 738.89(0.44 - 0.25)$$

$$\therefore M_{nb} = 517.65 \text{ KN.m}$$

$$e_b = \frac{517.65}{1716.7} = 0.302 \text{ m} = 302 \text{ mm}$$



شكل (7.11)

مقطع العمود للمثال (5.11)

مخطط توزيع الانفعالات

مخطط توزيع الاجهادات



## ب :- فشل الشد (Tension Failure)

عندما تكون  $e > e_b$  (أي إن تأثير العزم أكبر منه لحالة التوازن) فإن الفشل يكون بخضوع حديد التسليح قبل وصول الخرسانة إلى الانفعال الأقصى ومن ثم يحصل تقوس في العمود وزيادة في بعد محور الحيود (c) إلى أن تصل الخرسانة إلى الانفعال الأقصى وتتهشم ويسمى الفشل عندئذ فشل الشد وفي هذه الحالة فإن قيمة (c) تكون أقل من  $(c_b)$  أي أن  $P_n < P_{nb}$ .

## ج - فشل الانضغاط (Compression Failure)

عند كون  $e < e_b$  فإن الفشل يحدث بوصول الخرسانة إلى الانفعال الأقصى (0.003) قبل وصول حديد الشد إلى إجهاد الخضوع وبالتالي تهشم الخرسانة. في هذه الحالة فإن  $c > c_b$  أي أن  $P_n > P_{nb}$ .

## 7.11 حساب المقاومة التصميمية Design Strength Calculation

وفقا لطريقة المقاومة فإن القوى و العزوم التصميمية (المعاملة) والناتجة عن تحليل المنشأ تحت تأثير الأحمال التصميمية يجب أن لا تزيد عن المقاومة التصميمية والتي تنتج عن حاصل ضرب المقاومة الاسمية في معاملات خفض المقاومة.

بالنسبة للأعمدة فإن :-  $P_u \leq \phi P_n$  و  $M_u \leq \phi M_n$

حيث  $P_u$ ،  $M_u$  هما القوة المحورية التصميمية والعزم التصميمي على التوالي .  
إن قيمة ( $\phi$ ) للأعمدة وكما ذكرنا سابقاً هي (0.65) للأعمدة المطوقة و (0.7) للأعمدة حلزونية التسليح ، هذا في حال فشل الانضغاط . أما عندما لا يتحكم فشل الانضغاط أي عندما يكون انفعال حديد الشد ذو البعد الأقصى عن محور الحيود أكبر من (0.002) فإن قيم المعامل ( $\phi$ ) تحدد حسب الفقرة (7.4) والشكل (4.4) .

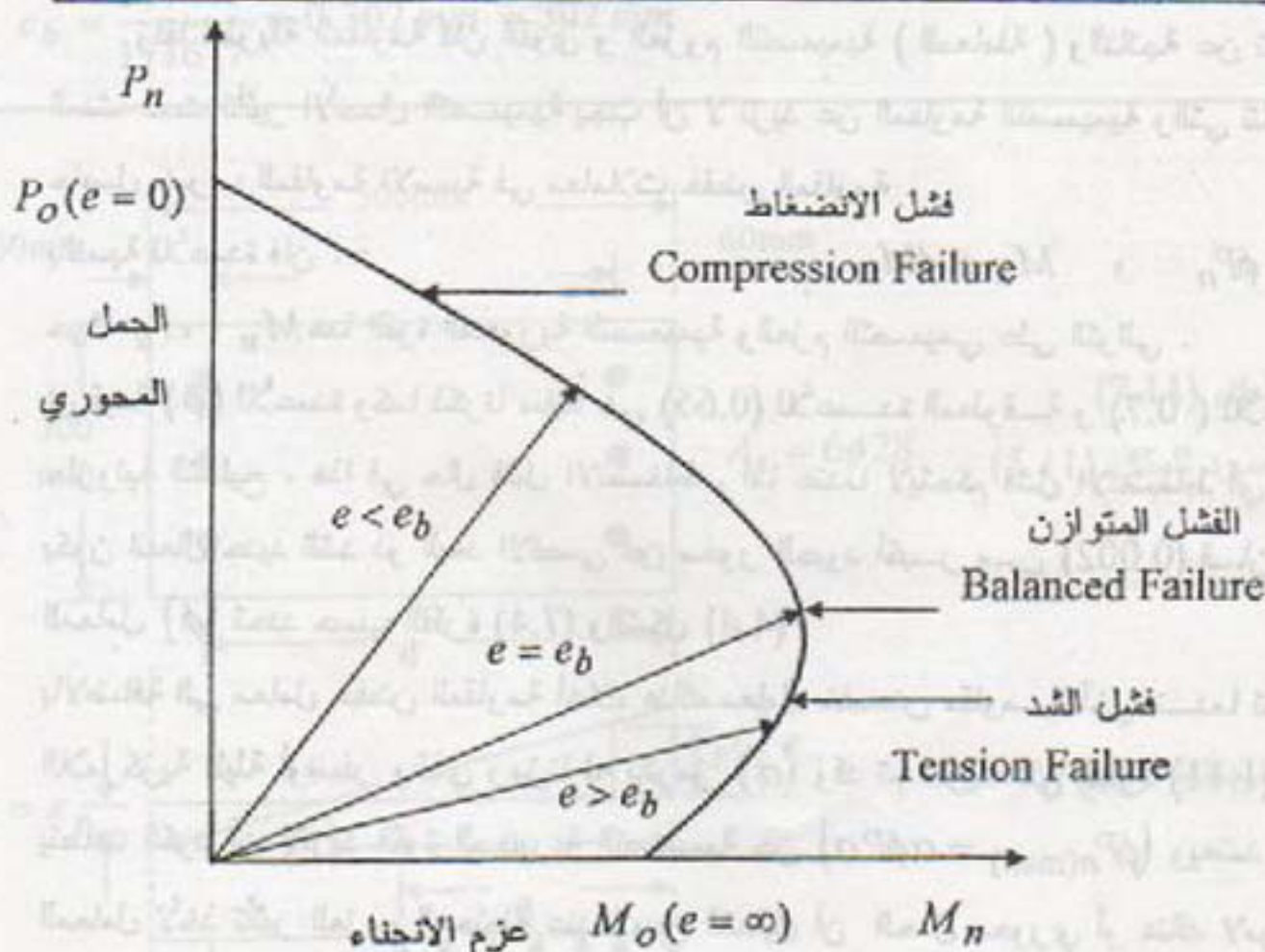
بالإضافة إلى معامل خفض المقاومة أعلاه هناك معامل خفض مقاومة آخر عندما تكون اللامركزية قليلة أو صفر والذي رمزنا له بالرمز ( $\alpha$ ) وقد تم تعريفه في الفقرة (1.11) حيث يتطلب الكود أن لا تزيد القوة المحورية التصميمية عن  $(\phi P_{n(max)} = \alpha \phi P_o)$  ويعتمد هذا المعامل لأخذ تأثير العزوم المحتملة عندما يبين التحليل أن الحمل محوري أو هناك لامركزية قليلة .



## 8.11 منحنى تداخل الحمل المحوري وعزم الانحناء للأعمدة The Load – Moment Interaction Diagram

لقد تبين من الفقرات السابقة بأن تحليل وتصميم الأعمدة يتطلب عدد من المحاولات المتكررة للحصول على الحل المضبوط . وفي غياب الحلول المبرمجة ولاختصار الجهد والوقت فإن بالامكان رسم منحنيات خاصة تمثل العلاقة بين الحمل المحوري وعزم الانحناء الأقصى الذي يمكن تسليطه على العمود عند الفشل ولحالات مختلفة من اللامركزية ( $e$ ) وتسمى هذه المنحنيات منحنيات التداخل ويتم إنشاؤها بأخذ قيم مختلفة من اللامركزية بدءاً من ( $e = 0$ ) التي تمثل الحمل المحوري الصرف ( $P_o$ ) أي عندما ( $M_n = 0$ ) إلى ( $e = \infty$ ) وهي النقطة التي تمثل عزم الانحناء الصرف ( $M_o$ ) أي عندما ( $P_n = 0$ ).

الشكل (8.11) يمثل منحنى التداخل بشكله العام ويلاحظ أن هناك ثلاث مناطق مختلفة وهي نقطة الفشل المتوازن والتي تكون عندما ( $e = e_b$ ) حيث يصل الحديد إلى إجهاد الخضوع ( $f_y$ ) في نفس الوقت الذي تصل فيه الخرسانة إلى انفعال (0.003). ومنطقة فشل الشد



شكل (8.11)

منحنى التداخل للأعمدة .



وهي التي فيها  $(e > e_b)$  و  $(P_n < P_{nb})$  وفيها يحصل الفشل بخضوع الحديد  $(f_s = f_y)$  قبل وصول الخرسانة إلى انفعال (0.003). ومنطقة فشل الانضغاط  $(e < e_b)$  و  $(P_n > P_{nb})$  وفيها يكون الفشل بنهش الخرسانة قبل وصول الحديد إلى اجهاد الخضوع. يلاحظ في الشكل أن زيادة القوة المحورية تؤدي إلى نقصان مقاومة الانحناء لفشل الانضغاط وتؤدي إلى زيادتها لفشل الشد. سبب ذلك يعود إلى أن فشل الانضغاط يكون بوصول الخرسانة إلى انفعال (0.003) قبل خضوع الحديد وعند تسليط قوة محورية فإن الزيادة في انفعالات الخرسانة تؤدي إلى نقصان فرق الانفعالات المتبقي لوصول الخرسانة إلى الانفعال الأقصى  $(\epsilon_u)$  وبالتالي نقصان تحملها للعزم. أما في حالة فشل الشد الذي يحصل بخضوع الحديد قبل وصول الخرسانة إلى الانفعال الأقصى فإن القوة المحورية تؤدي إلى اجهادات انضغاط تعاكس اجهادات الشد للحديد وبالتالي إمكانية تحمل الحديد لاجهادات شد إضافية ومن ثم إمكانية زيادة العزم المسلط عليه.

ولجعل المنحنيات ممكنة الاستخدام لجميع الأعمدة بغض النظر عن مقاومة الخرسانة أو إبعاد العمود يتم تحويلها إلى منحنيات لا بعديه وذلك بقسمة  $(P_n)$  على  $(f'_c b h)$  و  $(M_n)$  على  $(f'_c b h^2)$  والإشكال من (1م) إلى (12م) في الملحق هي مثال لهذه المنحنيات وقد تم رسمها لتمثل علاقة التداخل بين القوة المحورية الاسمية ومقاومة الانحناء الاسمية بعد أن تم تحويلها إلى منحنيات لا بعديه، أي أن العلاقة فيها بين  $(K_n = \frac{P_n}{f'_c b h})$  و  $(R_n = \frac{M_n}{f'_c b h^2})$

وهناك ملاحظات مهمة حول هذه المنحنيات هي:-

1- أنها أعدت لمقاومة حديد مقارها  $(60000 \text{ psi})$  وهي تقابل  $(414 \text{ Mpa})$  في النظام المتري وفي هذا الكتاب تؤخذ بصورة تقريبية مقابلة إلى  $(400 \text{ Mpa})$ . وأعدت لمقاومة خرسانة مقدارها  $(4000 \text{ psi})$  وهي تقابل  $(27.6 \text{ Mpa})$  وفي هذا الكتاب تؤخذ وبصورة تقريبية مقابلة إلى  $(30 \text{ Mpa})$ . لباقي حالات المقاومة يوصى باعتماد منشورات الكود (مصدر رقم 10).

2- أنها أعدت لحالة الأعمدة المستطيلة المتناظرة التسليح والدائرية ولنسب محددة بين بعد مراكز التسليح إلى البعد الكلي (والتي يرمز لها بـ  $\gamma$ ). لباقي الحالات يوصى باعتماد المصدر أعلاه.

3- هناك خط مستقيم أفقي في نهاية كل منحنى وهو يمثل المقاومة الاسمية القصوى  $(\alpha P_o)$  حيث لا يجوز أن تكون القوة المحورية أكبر منها وذلك لأخذ تأثير العزوم المحتملة عندما



- يبين التحليل عدم وجودها أو عند كون اللامركزية قليلة (راجع الفقرة 1.11).
- 4- هناك شعاع يمثل حالة كون إجهاد حديد الشد مساوي إلى صفر ( $f_s = 0$ ) وشعاع يمثل حالة كونه مساوي إلى نصف إجهاد الخضوع ( $f_s = 0.5 f_y$ ). ويمكن الاستفاة من ذلك في تحديد صنف وصل التداخل (راجع فقرة 9.8).
- 5- هناك شعاع يمثل حالة كون إجهاد حديد الشد مساوي إلى إجهاد الخضوع ( $f_s = f_y$ ) وهو تمثل الفشل المتوازن.
- 6- هناك شعاع يمثل حالة كون انفعال الحديد مساوي إلى ( $\epsilon_r = 0.002$ ) حيث تكون قيمة ( $\phi$ ) مساوية إلى (0.65) للأعمدة المطوقة و (0.7) للأعمدة حلزونية التسليح. وهناك شعاع يمثل حالة كون انفعال الحديد مساوي ( $\epsilon_r = 0.005$ ) حيث تكون قيمة ( $\phi = 0.9$ ) عندما يكون الانفعال بين القيمتين يمكن عمل استكمال خطي لإيجاد قيمة ( $\phi$ ). راجع فقرة (7.4).

### 1.8.11 إنشاء منحنى التداخل

#### Construction of Load – Moment Interaction Diagram

- يتم إنشاء منحنى التداخل كما يلي :-
- 1- حساب  $P_{nb}$ ،  $M_{nb}$  ومن ثم  $e_b$  كما في الفقرة (6.11)
  - 2- حساب  $P_n$ ،  $M_n$ ،  $e$  لنقطة داخل منحنى فشل الانضغاط أي عندما ( $c > c_b$ ) وذلك باستخدام المعادلات (10.11) إلى (13.11).
  - 3- حساب  $P_n$ ،  $M_n$ ،  $e$  لنقطة داخل منحنى فشل الشد أي عندما ( $c < c_b$ ) وذلك باستخدام المعادلات (10.11) إلى (13.11).
  - 4- حساب ( $P_o$ ) للعمود المحمل محورياً ( $e = 0$ ) باستخدام المعادلة (3.11).
  - 5- حساب عزم الانحناء الصرف ( $M_o$ ) لحالة كون ( $P = 0$ ) من معادلات تحليل العتبات.
  - 6- إيصال النقاط أعلاه للحصول على منحنى تداخل القوة المحورية وعزم الانحناء للعمود.
- للخطوات (2،3) أعلاه يفضل اخذ عدد من النقاط للحصول على منحنى أفضل ولتوضيح رسم منحنى التداخل نأخذ المثال التالي :-



## مثال 6.11

عمود بإبعاد  $(300 \times 500 \text{ mm})$  مسلح بأربعة قضبان  $(4\phi 28 \text{ mm})$  وكما موضح في الشكل (9.11). لرسم منحنى تداخل القوة المحورية وعزم الانحناء للعمود مستخدماً  $f_y = 350 \text{ Mpa}$  ،  $f'_c = 25 \text{ Mpa}$  علماً أن العزم حول المحور الرئيسي.

الحل :-

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} d = \frac{600}{600 + 350} \times 440 = 278 \text{ mm} \quad \text{1- فشل التوازن}$$

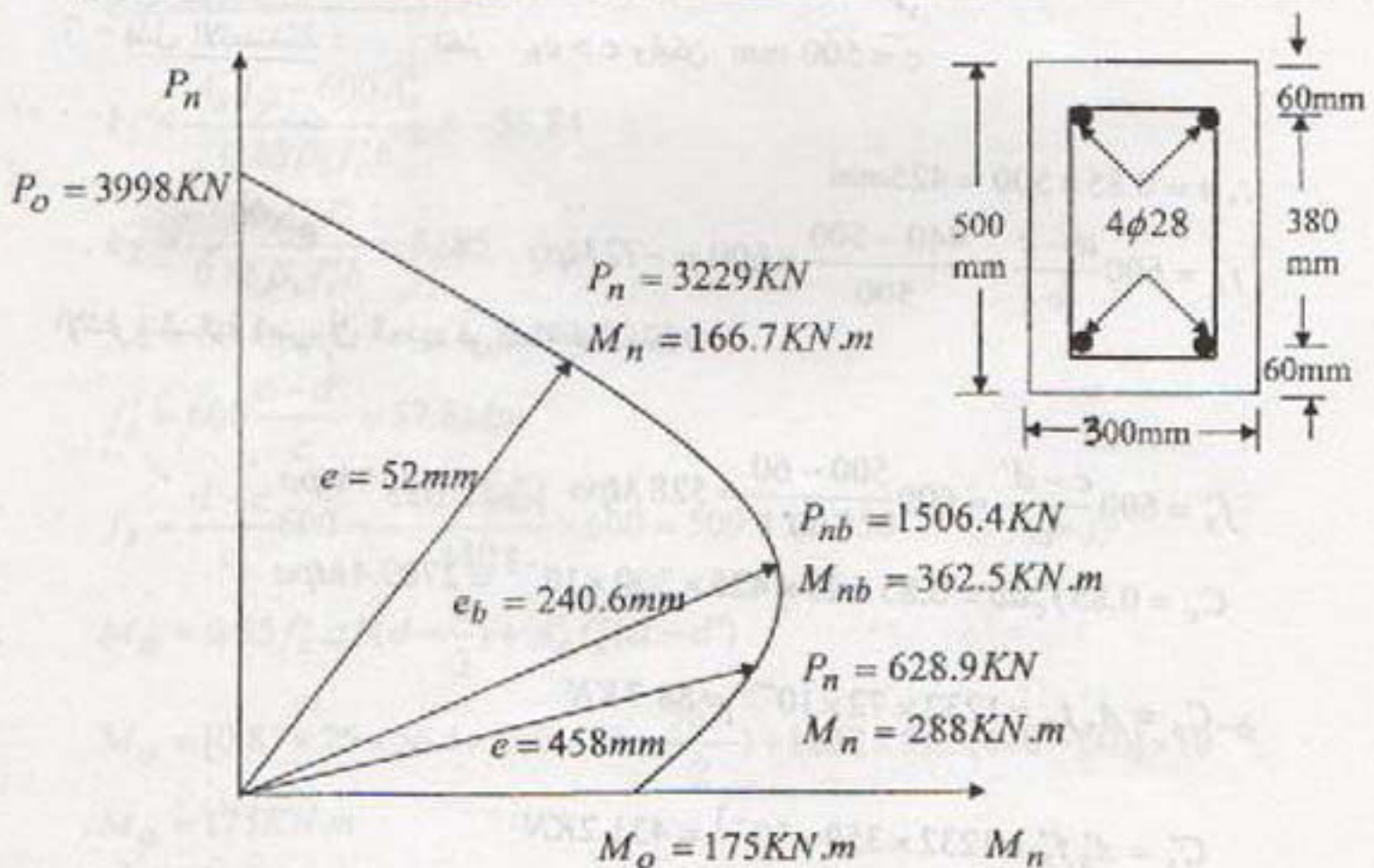
$$a = 0.85 c_b = 236.3 \text{ mm}$$

$$f'_s = 600 \frac{c - d'}{c} = 600 \frac{278 - 60}{278} = 470.5 \text{ Mpa} > 350 \quad \therefore f'_s = 350 \text{ Mpa}$$

$$P_{nb} = 0.85 f'_s a b = 0.85 \times 25 \times 236.3 \times 300 \times 10^{-3} = 1506.4 \text{ KN} = C_c$$

$$M_{nb} = 1506.4 \left( 250 - \frac{236.3}{2} \right) \times 10^{-3} + 2 \times 1232 \times 350 (250 - 60) \times 10^{-6} = 362.5 \text{ KN.m}$$

$$e_b = M_{nb} / P_{nb} = (362.5 / 1506.4) \times 1000 = 240.6 \text{ mm}$$



الشكل (9.11)

منحنى تداخل العزم والقوة المحورية للعمود في المثال (6.11)

2- فشل الشد :- اختر  $c < c_b$  وليكن  $c = 125 \text{ mm}$

$$\therefore a = \beta_1 c = 106 \text{ mm}$$

$$f'_s = 600 \frac{125 - 60}{125} = 312 \text{ Mpa}$$

$$P_n = 0.85 f'_c ab + A'_s f'_s - A_s f_y$$

$$P_n = (0.85 \times 25 \times 106 \times 300 + 1232 \times 312 - 1232 \times 350) \times 10^{-3} = 628.93 \text{ KN}$$

$$M_n = C_c \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) + T \left( \frac{h}{2} - d' \right)$$

$$= [0.85 \times 25 \times 106 \times 300 \left( 250 - \frac{106}{2} \right) + 1232 \times 312 \times 190 + 1232 \times 350 \times 190] \times 10^{-6}$$

$$M_n = 288 \text{ KNm}$$

$$e = \frac{288}{628.93} \times 1000 = 458 \text{ mm}$$

3 - فشل الانضغاط : اختر  $c > c_b$  وليكن  $c = 500 \text{ mm}$

$$\therefore a = 0.85 \times 500 = 425 \text{ mm}$$

$$f_s = 600 \frac{d - c}{c} = \frac{440 - 500}{500} \times 600 = -72 \text{ Mpa}$$

الإشارة السالبة تعني أن الحديد في حالة انضغاط .

$$f'_s = 600 \frac{c - d'}{c} = 600 \frac{500 - 60}{500} = 528 \text{ Mpa} \quad \therefore f'_s = 350 \text{ Mpa}$$

$$C_c = 0.85 f'_c ab = 0.85 \times 25 \times 425 \times 300 \times 10^{-3} = 2709.4 \text{ Mpa}$$

$$C_s = A_s f_s = 1232 \times 72 \times 10^{-3} = 88.7 \text{ KN}$$

$$C'_s = A'_s f'_s = 1232 \times 350 \times 10^{-3} = 431.2 \text{ KN}$$

$$P_n = C_c + C_s + C'_s = 3229 \text{ KN}$$

$$M_n = C_c (h/2 - a/2) + C'_s (h/2 - d') - C_s (d - h/2)$$



$$M_n = \{2709.4(250 - 425/2) + 431.2(250 - 60) - 88.7(440 - 250)\} \times 10^{-3}$$

$$M_n = 166.67 \text{ KN.m}$$

$$e = (166.7 / 3229) \times 1000 = 52 \text{ mm}$$

4 - حساب المقاومة الاسمية لحالة الحمل المحوري الصرف ( $P_o$ )

$$P_o = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$$

$$P_o = [0.85 \times 25(300 \times 500 - 4 \times 616) + 4 \times 616 \times 350] \times 10^{-3} = 3997.5 \text{ KN}$$

5 - حساب المقاومة الاسمية للانحناء الصرف ( $M_o$ ) :-

نفرض أن حديد الشد يصل إلى ( $f_y$ ) لذا تكون معادلة التوازن كما يلي :-

$$A_s f_y = 0.85 f'_c a b + A'_s f'_s$$

ولأن حديد الشد يساوي حديد الانضغاط عليه فإن  
من المعادلة (39.4) فإن

$$c = \frac{k_1 + \sqrt{k_1^2 + 4k_2}}{2}$$

$$k_1 = \frac{A_s f_y - 600 A'_s}{0.85 \beta_1 f'_c b} = -56.84$$

$$k_2 = \frac{600 A'_s d'}{0.85 \beta_1 f'_c b} = 8185$$

$$\therefore c = 66.4 \text{ mm} \quad \therefore a = \beta_1 c = 56.4 \text{ mm}$$

$$f'_s = 600 \frac{c - d'}{c} = 57.8 \text{ Mpa}$$

$$f_s = \frac{d - c}{c} 600 = \frac{440 - 66.4}{440} \times 600 = 509.45 > 350 \quad \therefore f_s = f_y$$

$$M_o = 0.85 f'_c a b (d - \frac{a}{2}) + A'_s f'_s (d - d')$$

$$M_o = [0.85 \times 25 \times 56.4 \times 300 (440 - \frac{56.4}{2}) + 1232 \times 57.5 (440 - 60)] \times 10^{-6}$$

$$M_o = 175 \text{ KN.m}$$

ملاحظة :- عند تساوي حديد الشد وحديد الانضغاط فإن عمق محور الحيود يكون قليل عليه  
يكون إجهاد حديد الانضغاط قليلاً . وفي حال تم إهمال حديد الانضغاط فإن ( $M_o$ ) تصبح

$$\rho = \frac{1232}{440 \times 300} = 0.0093 < \rho_b$$

$$M_o = \rho b d^2 f_y (1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c})$$

$$M_o = 0.0093 \times 300 \times 440^2 \times 350 (1 - 0.59 \times 0.0093 \frac{350}{25}) \times 10^{-6} = 174.5 \text{ KN.m}$$

لاحظ أن الفرق قليل جداً .

الشكل (9.11) يبين مخطط منحنى التداخل للعمود .

### 2.8.11 استخدام منحنيات التداخل في تحليل الأعمدة:-

تحليل الأعمدة معناه إيجاد مقاومة العمود الاسمية للحمل المحوري وعزم الانحناء أي إيجاد  $M_n, P_n$  في هذه الحالة تكون الأبعاد واللامركزية وتفاصيل الحديد ومقاومة المواد كلها معلومة.

التحليل يكون باستخدام الخطوات التالية :-

$$1- \text{جد نسبة البعد بين مراكز التسليح إلى البعد الكلي ويرمز لها } (\gamma) \text{ حيث } \gamma = \frac{h - 2d'}{h}$$

وبذلك يتحدد أحد الإشكال الخاصة بالتداخل .

$$2- \text{جد } (e/h) \text{ لتحديد الشعاع حيث } (e) \text{ معلومة وكذلك } h .$$

$$3- \text{احسب } \rho_g \text{ حيث } (\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g})$$

$$4- \text{من تقاطع منحنى } \rho_g \text{ مع شعاع } e/h \text{ جد قيمة } (K_n) \text{ ومنها احسب } (P_n) \text{ حيث } (K_n = P_n / f'_c b h)$$

$$5- \text{كذلك جد قيمة } R_n \text{ ومنها جد قيمة } M_n \text{ حيث } R_n = M_n / f'_c b h^2$$

كما يمكن حساب  $M_n$  من المعادلة  $M_n = P_n \cdot e$  بدلاً من الخطوة (5) .

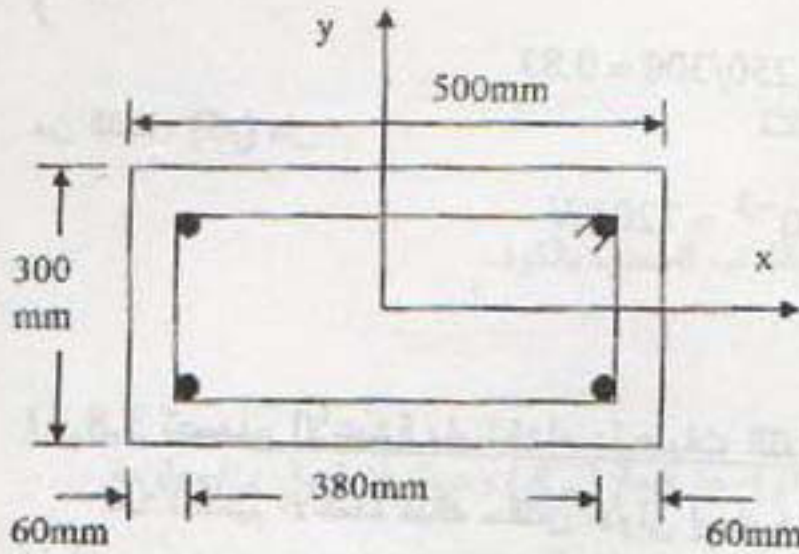
في الخطوات أعلاه فإن الضلع (h) هو العمودي على محور الانحناء وليس المقصود به الضلع الأكبر .

### مثال 7.11

للعמוד الموضح في الشكل (10.11) جد مقاومة العمود للحمل المحوري وعزم الانحناء  $(M_n, P_n)$  :-

$$1- \text{عندما } e = e_x = 250 \text{ mm}$$





شكل (10.11)  
مقطع العمود للمثال (7.11)

ب - عندما  $e = e_y = 250mm$  علماً أن  $f'_c / f_y = 30/400$  وأن  $A_s = 4\phi 28$

الحل :-

أ :-  $e_x = 250 mm$  أي أن العزم حول محور  $y$  عليه فان

$$\gamma = 380/500 = 0.76$$

$$e/h = 0.5$$

$$A_s = 4 \times 616 = 2464 \text{ mm}^2$$

$$\rho_g = \frac{2464}{500 \times 300} = 0.0164$$

من الشكل (م6) حيث  $\gamma = 0.7$  فان  $K_n = 0.36$

من الشكل (م7) حيث  $\gamma = 0.8$  فان  $K_n = 0.38$

بالاستكمال الخطي فان  $K_n = 0.37$

$$\therefore 0.37 = \frac{P_n}{f'_c b h}$$

$$\therefore P_n = 0.37 \times 30 \times 300 \times 500 \times 10^{-3} = 1665 \text{ KN}$$

$$M_n = 1665 \times 0.25 = 416.25 \text{ KN.m}$$

ب :-  $e_y = 250 mm$  أي أن العزم حول محور  $(x)$  عليه فان  $h=300mm$

$$\gamma = 180/300 = 0.6 \quad e/h = 250/300 = 0.83$$

$$K_n = 0.16$$

من الشكل (5م) فان

$$\therefore P_n = 0.16 \times 30 \times 300 \times 500 \times 10^{-3} = 720 \text{ KN}$$

$$M_n = 720 \times 0.25 = 180 \text{ KN.m}$$

### 3.8.11 تصميم الأعمدة باستخدام منحنيات التداخل .

عند تصميم الأعمدة هناك حالتان الأولى إيجاد كمية حديد التسليح حيث تكون أبعاد المقطع معلومة ومقارنتها مع القيم المحددة في الكود ومع القيمة الاقتصادية وتغييرها عندما لا تحقق المتطلبات وذلك بتغيير أبعاد المقطع . والثانية إيجاد أبعاد المقطع وكمية الحديد وهنا يتم اختيار نسبة الحديد تبعاً للعامل الاقتصادي على أن تكون ضمن الحدود المسموح بها في الكود ثم تحديد مساحة المقطع والحالتين فان  $M_u, P_u$  تكون معلومة من تحليل المنشأ ومقاومة المواد تكون محددة أيضاً.

عند تحليل المنشأ يتم فرض الأبعاد لأننا نحتاج إلى تحديد قيم المساحة (A) وعزم القصور الذاتي (I) وهنا نستخدم الحالة الأولى للتصميم أعلاه . لكن في بعض الأحيان يتم فرض قيم نسبة لكل من (A) و (I) دون الحاجة إلى فرض الأبعاد وهنا نستخدم الحالة الثانية للتصميم .

#### خطوات التصميم

1- وفقاً للخطوات التالية :-

1- فرض  $\gamma$  وحسب  $e$  كذلك احسب  $e$  حيث  $e = M_u / P_u$

2- احسب  $K_n = \frac{P_u}{\phi f'_c A_g}$

3- احسب  $R_n = K_n \frac{e}{h}$

4- من تقاطع خطي  $(K_n)$  و  $(R_n)$  جد قيمة  $(\rho_g)$  كما يمكن إيجاد القيم من تقاطع

خطي  $(K_n)$  و  $(e/h)$

5- احسب  $A_s = \rho_g A_g$

6- صمم الحديد العرضي ( الأطواق أو الحلزون )

على أن قيمة  $(\phi)$  يتم فرضها ثم تدقق حسب موقع نقطة التقاطع نسبة إلى قيم  $(\epsilon_r)$



### الحالة الثانية :- إيجاد الأبعاد ومساحة التسليح

وتتم وفقاً للخطوات التالية :-

- 1- اختر نسبة الحديد على أن تكون ضمن النسب المحددة بالكود.
- 2- افرض  $h$  ،  $d'$  ثم جد  $\gamma$ .
- 3- احسب قيمة  $e$  . ثم جد  $e/h$ .
- 4- من تقاطع شعاع  $e/h$  مع منحنى  $(\rho_g)$  جد قيمة  $(K_n)$  وحيث أن قيمة  $P_u$  معلومة يمكن إيجاد  $A_g$ .
- 5- جد قيمة العرض  $(b)$  ونفق فيما إذا كانت القيمة عملية أم لا فإذا لم تكن القيمة عملية اعد الخطوات أعلاه بفرض قيمة  $(h)$  جديدة .
- 6- احسب مساحة الحديد من المعادلة  $A_s = \rho_g A_g$  وصمم الحديد العرضي .

ملاحظة : - بالنسبة للأعمدة الدائرية تتبع نفس الخطوات حيث أن  $h = D$  ،  $b = D$  قطر العمود .

### مثال 8.11

عمود بأبعاد  $(550\text{mm} \times 400\text{mm})$  يسلط عليه حمل محوري تصميمي  $P_u = 4000\text{KN}$  وعزم تصميمي  $(M_u = 220\text{KNm})$  . جد مساحة وتفاصيل الحديد إذا كانت  $f_y = 400\text{Mpa}$  ،  $f'_c = 30\text{Mpa}$  والغطاء إلى مركز القضبان  $= 70\text{mm}$  . استخدم حديد بصفين ، صف لكل وجه .

الحل :

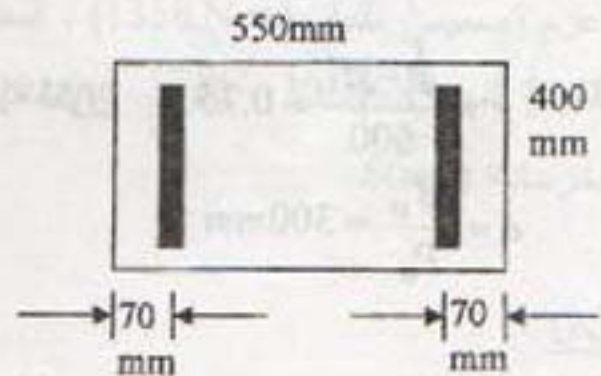
$$\gamma = \frac{550 - 2 \times 70}{550} = 0.75$$

$$e = M_u / P_u = 55\text{mm} \quad e/h = 0.1$$

$$\phi = 0.65 \text{ افرض أن}$$

$$K_n = P_u / \phi f'_c A_g$$

$$K_n = \frac{4000 \times 1000}{0.65 \times 30 \times 400 \times 550} = 0.93$$



من المنحني (م6) حيث  $\gamma = 0.7$  فان  $\rho_g = 0.023$

من المنحني (م7) حيث  $\gamma = 0.8$  فان  $\rho_g = 0.021$

عليه فان  $\rho_g = 0.022$

$$A_s = 0.022 \times 550 \times 400 = 4840 \text{ mm}^2$$

يتبين من نقاط التقاطع على المنحني أن  $(\epsilon_t < 0.002)$  عليه تكون قيمة  $(\phi = 0.65)$

استخدم (8) قضبان  $(4\phi 28)$  لكل وجه .

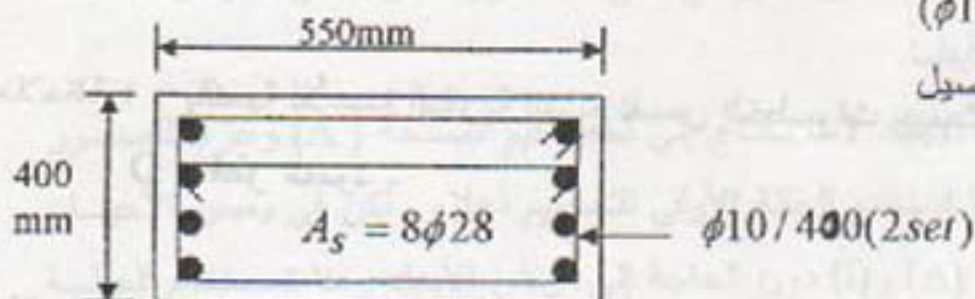
تصميم الأطواق :- لو فرضنا استخدام قضبان  $(\phi 10 \text{ mm})$  فان :-

$$s \leq \begin{cases} 48 \times 10 = 480 \text{ mm} \\ 16 \times 28 = 448 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

استخدم  $(\phi 10 / 400 \text{ mm c/c})$

والشكل المجاور يوضح تفاصيل

مقطع العمود .



### مثال 9.11

صمم عمود مستطيل المقطع إذا كانت الأحمال المسلطة هي  $P_u = 2200 \text{ KN}$

$M_u = 660 \text{ KN.m}$  ومقاومة المواد  $f'_c = 25 \text{ Mpa}$  ،  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  . دراسات الكلفة

بينت أن نسبة التسليح  $(\rho_g)$  بحدود (3%) هي الأفضل

الحل :-

سنفرض أن  $h = 600 \text{ mm}$  ،  $d' = 75 \text{ mm}$  عليه تكون  $\gamma = \frac{h - d'}{h} = \frac{600 - 75}{600} = 0.75$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 300 \text{ mm} \quad e/h = 0.50$$

فان  $K_n = 0.46$

من الشكل (م6) حيث  $\gamma = 0.7$

فان  $K_n = 0.50$

من الشكل (م7) حيث  $\gamma = 0.8$

$K_n = 0.48$

عليه فانه للنسبة  $\gamma = 0.75$



يُبين من نقاط التقاطع على المنحني أن ( $\epsilon_t < 0.002$ ) عليه تكون قيمة ( $\phi = 0.65$ )

$$K_n = \frac{P_u}{\phi f'_c b h} \quad \text{وحيث أن}$$

فإن

$$\therefore b = \frac{P_u}{\phi f'_c K_n h} = \frac{2200 \times 10^3}{0.65 \times 30 \times 0.48 \times 600} = 392 \text{ mm}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$A_s = 0.03 \times 400 \times 600 = 7200 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 8143 > 7200$$

استخدم

حديد التسليح

استخدم ( $8\phi 36$ ) فيكون الحديد المتوفر

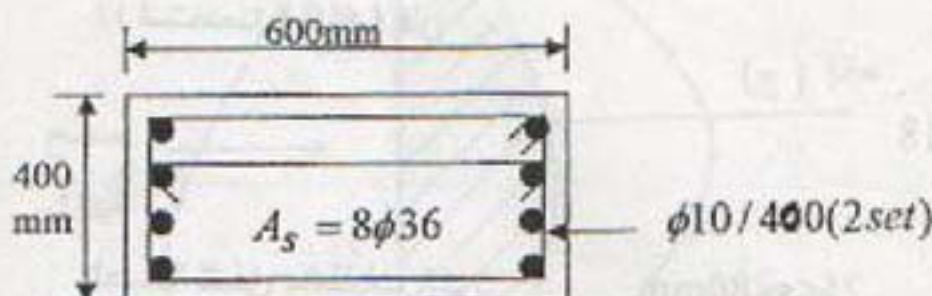
نستعمل 4 قضبان لكل وجه.

$$s \leq \begin{cases} 48 \times 10 = 480 \\ 16 \times 36 = 576 \\ 400 \end{cases}$$

بالنسبة للحديد العرضي فإن

استخدم ( $\phi 10/400 \text{ c/c}$ ) والشكل

المجاور يوضح مقطع العمود



### مثال 10.11

عمود دائري بقطر (400mm) يسلط عليه حمل محوري تصميمي مقداره (2800KN)

وعزم تصميمي مقدار (135KN.m). المطلوب حساب كمية وتفاصيل التسليح إذا كانت

مقاومة المواد  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$   $f_y = 400 \text{ Mpa}$  والمسافة من مركز الحديد إلى سطح

الخرسانة 60mm

الحل :-

$$e = M_u / P_u = 135 / 2800 = 48 \text{ mm}$$

$$e / D = 48 / 400 = 0.12$$

افرض أن ( $\phi = 0.7$ ) كقيمة أولية.

$$K_n = \frac{P_u}{\phi f'_c D^2} = \frac{2800 \times 1000}{0.7 \times 30 \times 400^2} = 0.83$$

$$\gamma = 280 / 400 = 0.70$$

$$\rho_g = 0.024$$

من الشكل (10م) فإن

يتبين من نقاط التقاطع على المنحني أن  $(\epsilon_t < 0.002)$  عليه تكون قيمة  $(\phi = 0.7)$

$$\therefore A_{st} = \rho_g \frac{\pi D^2}{4} = 3016 \text{ mm}^2$$

استخدم  $(8\phi 22 \text{ mm})$  عليه تكون مساحة الحديد :-

$$A_{st} = 3040 > 3016$$

تصميم الحلزون :-

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

$$d_c = 280 + 22 + 20 = 322 \text{ mm}$$

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{400^2}{322^2} - 1 \right) \times \frac{30}{400} = 0.018$$

إذا استخدمنا  $(\phi 10)$  فإن

$$\rho_s = \frac{4 A_{sp}}{s d_c} = \frac{4 \times 79}{s(322)} = 0.018$$

$$s = 55 \text{ mm}$$

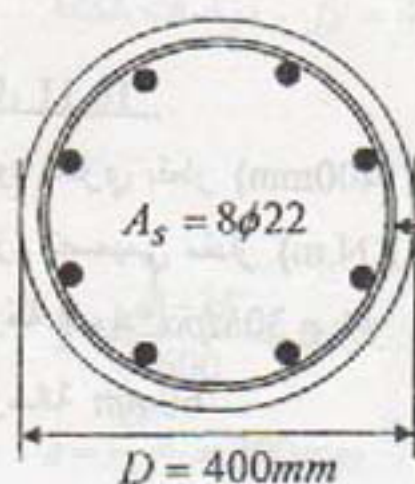
$$25 < s < 80 \text{ mm}$$

المسافة تحقق متطلبات الكود

$$s = 50 \text{ mm}$$

استخدم

والشكل المجاور يوضح مقطع في العمود.



## 9.11 العزم حول محورين Biaxial Bending

هناك حالات عديدة تكون فيها العزوم على الأعمدة مسلطة حول محورين ، ففي حالة

الأعمدة الركنية والأعمدة الداخلية غير المنتظمة الترتيب يكون هناك عزم باتجاهين وغير ذلك

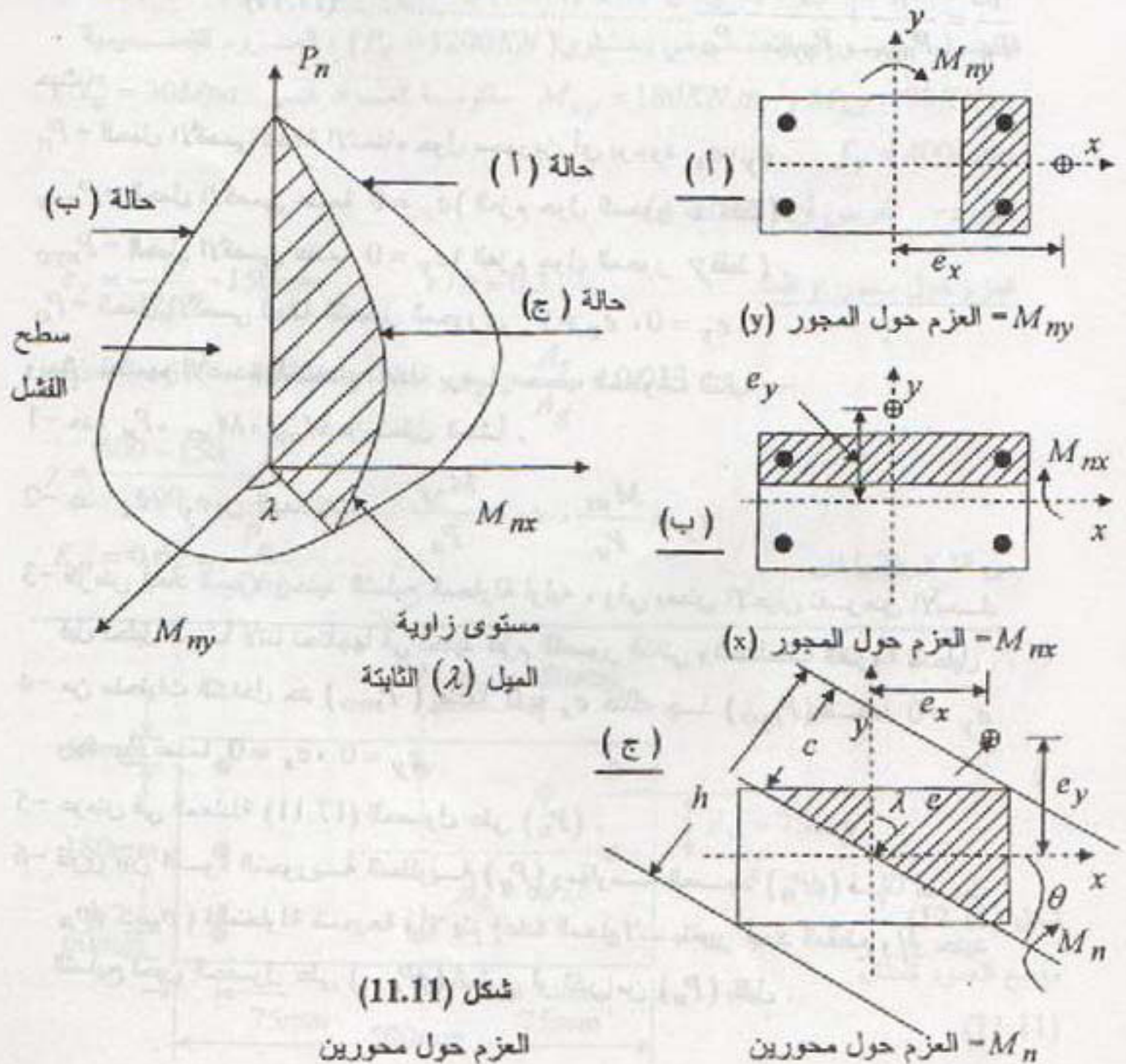
من الحالات . في حالة العزم حول محورين يتكون لدينا سطح فشل وليس منحني فشل لان



هناك ثلاث متغيرات وهي القوة المحورية ( $P_n$ ) والعزم حول المحور ( $x$ ) ويرمز له ( $M_{nx}$ ) والعزم حول المحور ( $y$ ) ويرمز له ( $M_{ny}$ ).

الشكل (11.11) يوضح سطح التداخل عند الفشل لحالة عزم حول محورين . المحور العمودي يمثل القوة المحورية ( $P_n$ ) والمحورين على المستوى الأفقي يمثلان ( $M_{nx}$ ) و ( $M_{ny}$ ). يتكون سطح الفشل من عدد لا نهائي من منحنيات التداخل تتحدد بمستويات عمودية لكل منها زاوية ( $\lambda$ ) مع المستوى ( $P_n, M_{nx}$ ) حيث الزاوية ( $\lambda$ ) تمثل الزاوية التي تميل بها محصلة اللامركزية مع المحور ( $y$ ) ويمكن إيجادها من المعادلة :-

$$\lambda = \tan^{-1} \frac{e_x}{e_y} = \tan^{-1} \frac{M_{nx}}{M_{ny}} \quad (16.11)$$





إن إنشاء سطح التداخل هو امتداد لعملية إنشاء منحنى التداخل لحالة الانحناء المفرد ولكنه عملياً لا يمكن الاستفادة منه إلا بتحويله إلى عدد من منحنيات التداخل كل منحنى يخص زاوية ميل ( $\lambda$ ) معينة ويمكن الاستفادة من برامج الحاسبة في ذلك. عملياً يتم استخدام طرق تقريبية مبسطة لتحليل الأعمدة الواقعة تحت تأثير عزم حول محورين منها الطريقة المبسطة التالية.

### طريقة الحمل المعكوس Reciprocal load Method

هذه الطريقة تم تطويرها من قبل العالم بريسلر (Bresler) حيث أن معادلة التداخل حسب هذه الطريقة هي :-

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nxo}} + \frac{1}{P_{nyo}} - \frac{1}{P_o} \quad (17.11)$$

حيث :

$P_n$  = الحمل الأقصى لحالة الانحناء حول محورين أي بوجود  $e_y, e_x$ .

$P_{nxo}$  = الحمل الأقصى عندما  $e_x = 0$  (العزم حول المحور  $x$  فقط).

$P_{nyo}$  = الحمل الأقصى عندما  $e_y = 0$  (العزم حول المحور  $y$  فقط).

$P_o$  = الحمل الأقصى لحالة التحميل المحوري  $e_y = 0, e_x = 0$ .

ويمكن تصميم الأعمدة باستخدام معادلة بريسلر حسب الخطوات التالية :-

1- حدد  $P_u, M_{ux}, M_{uy}$  من تحليل المنشأ.

2- جد  $e_y, e_x$  من المعادلات  $e_y = \frac{M_{ux}}{P_u}, e_x = \frac{M_{uy}}{P_u}$

3- افرض أبعاد العمود وحديد التسليح كمحاولة أولية ، وفي بعض الأحيان نفرض الأبعاد

قبل تحليل المنشأ لأننا نحتاجها في تحديد عزم القصور الذاتي والمساحات اللازمة للتحليل

4- من منحنيات التداخل جد ( $P_{nxo}$ ) عندما  $e_x = 0$  كذلك جد ( $P_{nyo}$ ) عندما  $e_y = 0$

وجد  $P_o$  عندما  $e_y = 0, e_x = 0$

5- عوض في المعادلة (17.11) للحصول على ( $P_n$ ).

6- قارن بين القوة المحورية المطلوبة ( $P_u$ ) ومقاومة العمود ( $\phi P_n$ ) فإذا كانت

$(P_u \leq \phi P_n)$  فالمحاولة صحيحة وألا يتم إعادة المحاولات بتغيير أبعاد المقطع و/أو حديد

التسليح لحين الحصول على ( $\phi P_n$ ) تساوي أو أكبر من ( $P_u$ ) بقليل.



تعطي المعادلة (17.11) نتائج جيدة حينما يكون الحمل المسلط  $P_n \geq 0.1P_o$  أما إذا كان الحمل أقل من ذلك فإن الحمل المحوري يهمل ويصمم العمود كعتبة وذلك يكون في الجانب الأيمن لأن القوة المحورية عند فشل الشد تزيد من مقاومة الانحناء .

بعد الحصول على المقاومة التصميمية  $(\phi P_n)$  يتم مقارنتها مع  $(\alpha \phi P_o)$  حيث أن  $(\phi P_n)$  يجب أن تكون أقل أو تساوي  $(\alpha \phi P_o)$  ،  $\alpha = 0.8$  (للأعمدة المطوقة) و  $(0.85)$  للأعمدة حلزونية التسليح راجع فقرة (1.11) ومعادلة (5.11) ولأن  $(\alpha)$  قد أخذ تأثيرها على  $(P_n)$  عليه فإن منحنيات التداخل تؤخذ جميعها بنظر الاعتبار عند حساب  $P_{nxy}$  و  $P_{nxyo}$  ( أي أن الجزء المستقيم في بداية كل منحنى يتم إهماله ) .

### مثال 11.11

دقق صلاحية العمود الموضح في الشكل (12.11) والمسلح بثمانية قضبان  $(8\phi 28)$  إذا كان الحمل المحوري التصميمي يساوي  $(P_u = 1200KN)$  ، العزوم التصميمية  $M_{ux} = 90KN.m$  و  $M_{uy} = 180KN.m$  مقاومة المواد هي  $f'_c = 30Mpa$  ،  $f_y = 400Mpa$

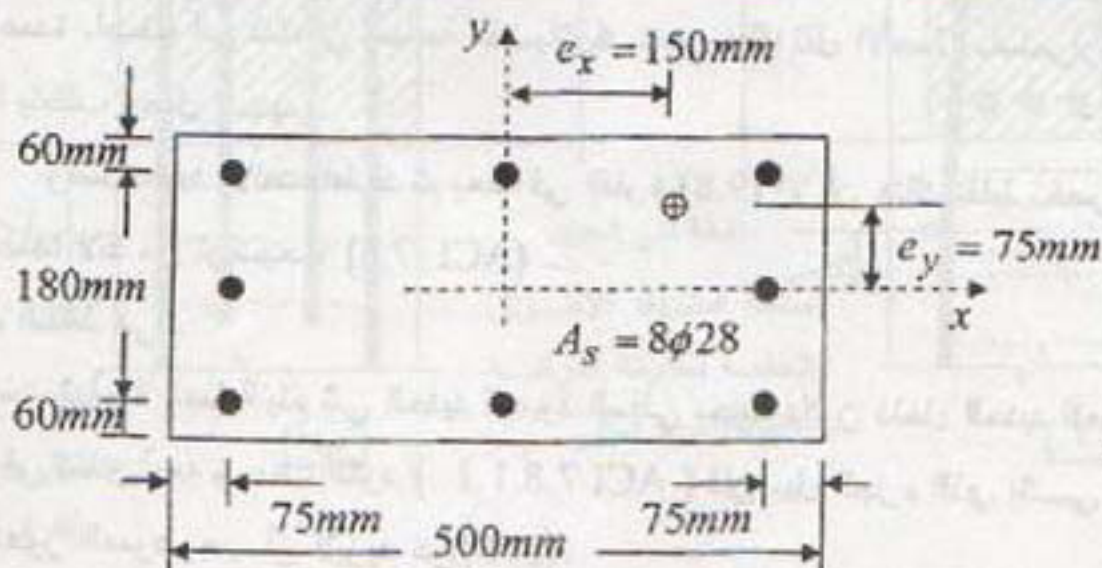
الحل :- افترض أن  $(\phi = 0.65)$

العزم حول محور  $y$  فقط  $e_x = \frac{M_{uy}}{P_u} = 150mm$   $e/h = 0.3$

$A_s = 8 \times 616 = 4928mm^2$   $\rho_g = \frac{A_s}{A_g} = 0.033$

$\gamma = \frac{500 - 150}{500} = 0.7$

$K_n = 0.62 = \frac{P_n}{f'_c b h}$  من الشكل (م2) فإن



شكل (12.11)

مقطع العمود للمثال

(11.11)



$$\therefore P_n = P_{myo} = 0.62 \times 30 \times 300 \times 500 \times 10^{-3} = 2790KN$$

العزم حول محور  $\times$  فقط :-

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_n} = 75mm \quad e/h = 0.25 \quad \gamma = 0.6$$

$$K_n = 0.67 = \frac{P_n}{f'_c b h} \quad \text{من الشكل (1م)}$$

$$\therefore P_n = P_{nxo} = 0.67 \times 30 \times 300 \times 500 \times 10^{-3} = 3015KN$$

الحمل المحوري الصرف  $e_y = 0$  ،  $e_x = 0$

$$K_n = 1.32 = \frac{P_n}{f'_c b h} \quad \text{من الشكل (1م) أو (2م) فان :}$$

$$\therefore P_o = 1.32 \times 30 \times 300 \times 500 \times 10^{-3} = 5940KN$$

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{2790} + \frac{1}{3015} - \frac{1}{5940} \quad \text{وبتطبيق معادلة بريسلي فان}$$

$$\therefore P_n = 1917KN$$

$$\phi P_{n(max)} = \alpha \phi P_o = 0.8 \times 0.65 \times 5940 = 3089KN$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 1917 = 1246KN < 3089KN$$

$$P_u < \phi P_n$$

ولأن

عليه فالمحاولة صحيحة.

## 10.11 تداخل حديد تسليح الأعمدة Bar Splices in Columns

تستمر الأعمدة لطوابق متعددة عادة ومن الناحية العملية يفضل وصل حديد التسليح بين طابق وآخر أو على الأقل كل طابقين وذلك لتسهيل نقل وتركيب القضبان في مكانها داخل الأعمدة. أضف إلى ذلك إن مساحة القضبان قد تغير حيث تنقل الأحمال باستمرار إلى الأعلى مما يتطلب وصل الحديد .

وصل حديد الانضغاط قد تم بحثه في الفقرة (9.8) إلا أن هناك نقاط تخص وصل حديد

الاعمدة لابد من توضيحها (ACI 7.8) .

هذه النقاط هي .

أ- من الناحية العملية يتم ثني الحديد للعمود السفلي بحيث يكون داخل الحديد للعمود العلوي وفي تماس معه وحسب الكود ( ACI 7.8.1.1 ) فإن ميل الجزء الذي ينثني نسبة إلى محور العمود يجب أن لا يزيد عن (1/6) .



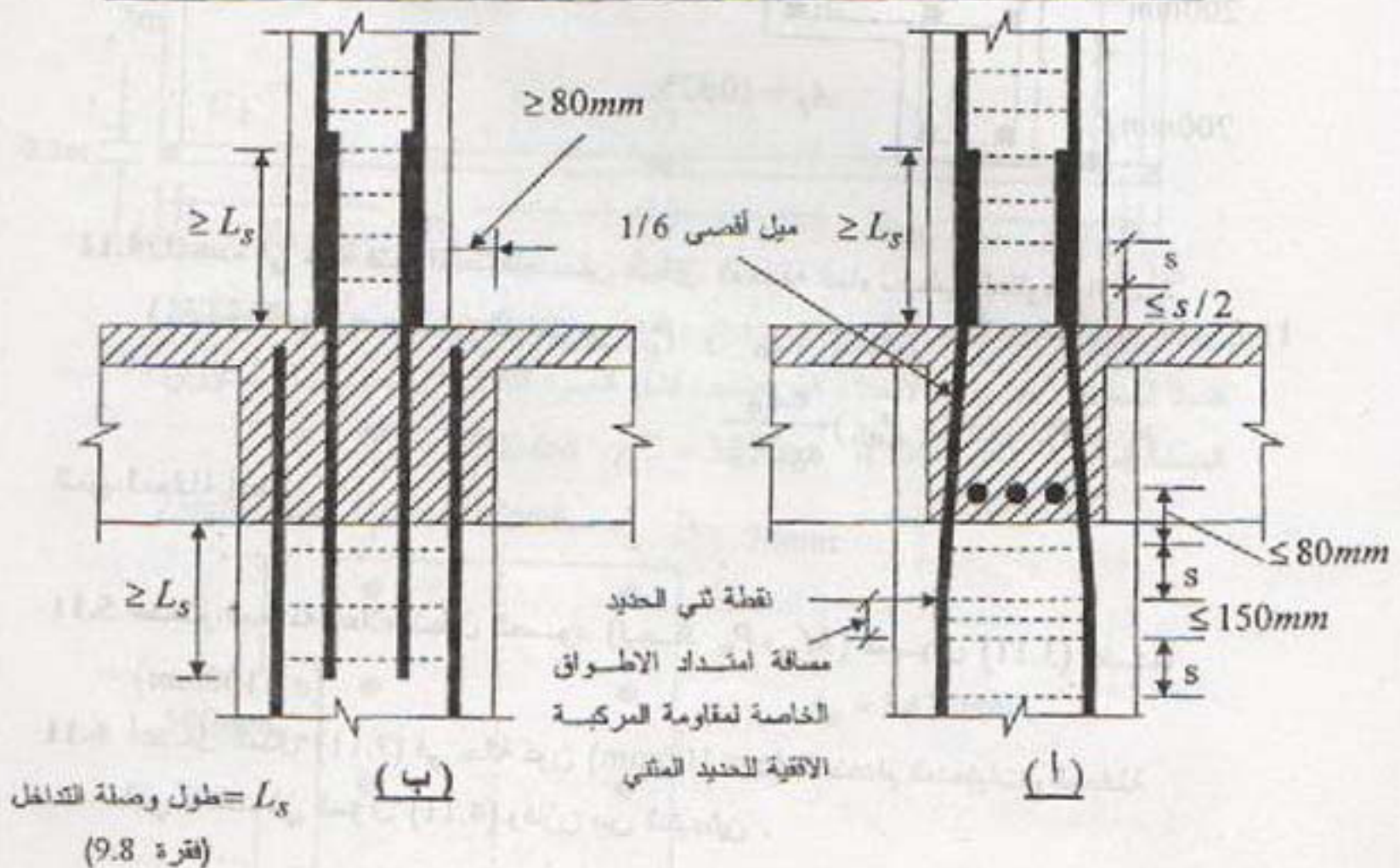
ب- يجب توفير حديد عرضي على شكل أطواق لمقاومة المركبة الأفقية للجزء الذي يشتمل على الحديد وحسب الكود فإن هذا الحديد يجب أن يقاوم قوة مقدارها على الأقل مرة ونصف (1.5) بقدر المركبة الأفقية للحديد المثلي. وإن يتم توفيره لمسافة لا تزيد عن (150mm) أسفل نقطة ثني الحديد.

ج- يتم تحديد المسافات بين الأطواق حسب المتطلبات التي تم توضيحها في الفقرة (2.11) إلا أن أول طوق للعمود العلوي يجب أن يوضع على مسافة لا تزيد عن نصف المسافة للأطواق الأخرى أعلى مستوى الطابق. أما بالنسبة للعمود السفلي فإن الأطواق يمكن إيقافها أسفل حديد البلاطة بمسافة لا تزيد عن نصف المسافة الاعتيادية بين الأطواق. د- في حالة العمود الذي يتصل بعتبات من الجهات الأربع فإن الأطواق حسب الكود يمكن إيقافها أسفل حديد العتبة ذات العمق الأقل بمسافة لا تزيد عن (80mm).

جميع المتطلبات أعلاه تم توضيحها على الشكل ( 13.11- أ )

هـ- عندما يكون الفرق بين وجه العمود العلوي والسفلي أكبر أو يساوي ( 80mm ) فإن

الحديد الرئيسي لا يتم تثبيته بل يتم استخدام قضبان تداخل إضافية لوصل الحديد للعمود السفلي مع العلوي كما موضح في الشكل (13.11. ب). المتطلبات (د،ج) أعلاه يجب تحقيقها لهذه الحالة أيضا .



شكل (13.11) متطلبات خاصة لوصل قضبان الأعمدة

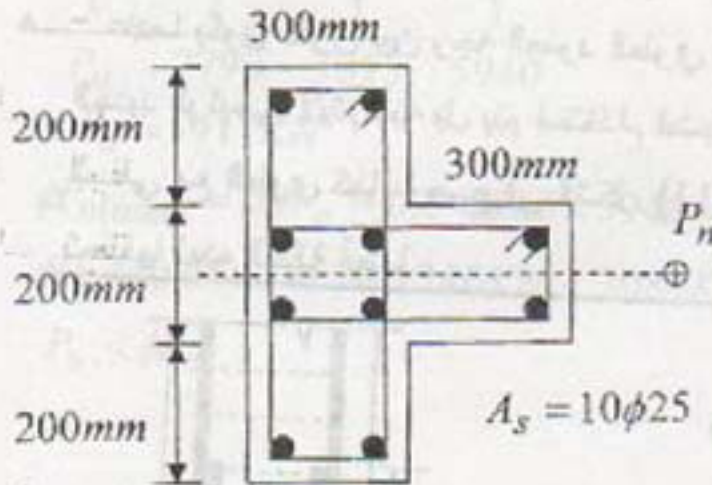


### مسائل

1.11 عمود قصير بأبعاد (300mm×500) مسلح بحديد تسليح مساحته (2000mm<sup>2</sup>) ويسلط عليه حمل خدمي محوري مقداره (1700KN). جد اجهادات الحديد والخرسانة ، علماً أن  $f'_c = 20Mpa$  .

2.11 عمود دائري بقطر (400mm) وتسليح رئيسي (6φ25mm) . جد أقصى حمل خدمي محوري يمكن تسليطه اذا كانت النسبة بين الحمل الحبي الى الميت (L/D = 2) و  $f_y = 400Mpa$  ،  $f'_c = 30Mpa$

3.11 ارسم منحنى تداخل القوة المحورية وعزم الانحناء للعمود الموضح مقطعه انهاء علماً ان  $f_y = 400Mpa$  ،  $f'_c = 30Mpa$  ، الغطاء من مركز الحديد الى حافة الخرسانة يساوي (60mm).



4.11 للاعمدة في حالة فشل الانضغاط يمكن اشتقاق المعادلة انهاء لحساب المقاومة الاسمية ( $P_n$ ) وذلك بتقريب منحنى التداخل بين  $P_o$  و  $P_{nb}$  بمستقيم.

$$P_n = P_o - (P_o - P_{nb}) \frac{e \cdot P_n}{e_b \cdot P_{nb}}$$

اشتق المعادلة أعلاه .

5.11 استخدم المعادلة أعلاه لتحليل العمود (ايجاد  $M_n$ ،  $P_n$ ) للسؤال (3.11) عندما ( $e = 100mm$ )

6.11 أعد حل المثال (7.11) في حالة كون ( $e = 100mm$ ) باستخدام المنحنيات والمعادلة التي اشتقت في السؤال (4.11). وقارن بين النتيجةين .



7.11 العمود ( $C_2$ ) لمسقط البناية أدناه يسلط عليه حمل محوري تصميمي مقداره

( $P_u = 2000KN$ ) من الطوابق العليا . صمم هذا العمود إذا كان الحمل الحي

للطابق يساوي ( $3KN/m^2$ ) أما الحمل الميت فيشمل وزن الخرسانة للبلاطة

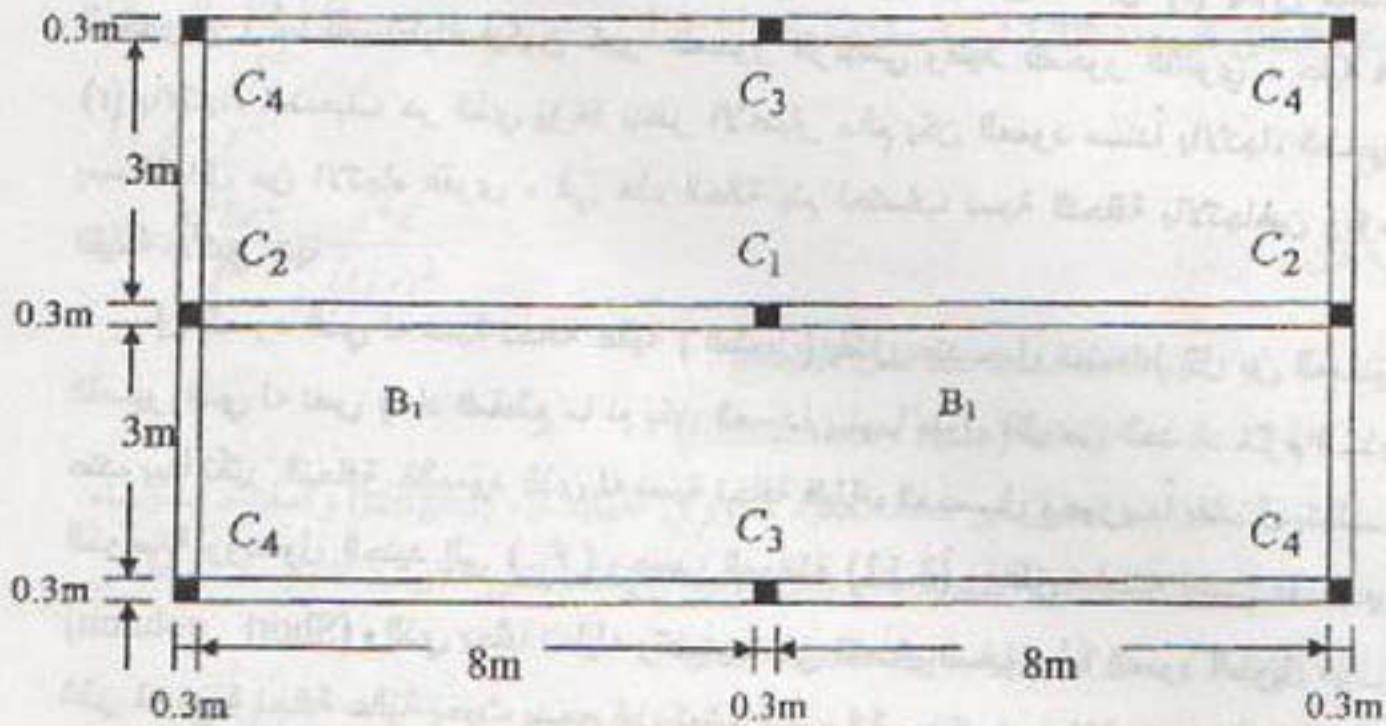
والعتبات مع حمل ميت إضافي مقداره ( $1KN/m^2$ ) . العتبات تحمل جدران بارتفاع

(2.5m) وعرض (300mm) وكثافة مادة البناء للجدار تساوي ( $20KN/m^3$ )

استخدم  $f'_c = 30Mpa$  ،  $f_y = 400Mpa$  و  $d' = 60mm$  كذلك استخدم

معاملات الكود للتحليل الإنشائي . عمق العتبة = 600mm وعرضها = 300mm ،

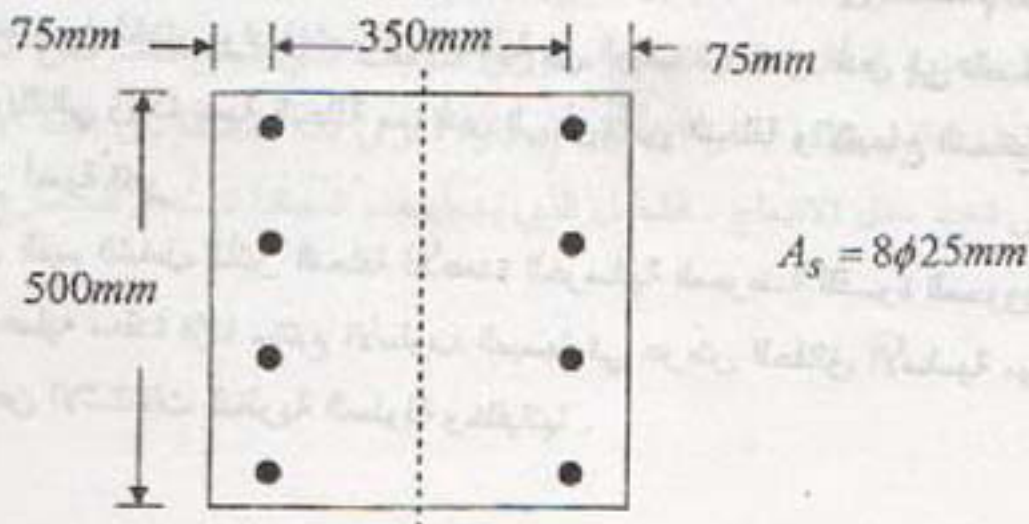
سمك البلاطة = 150mm .



8.11 يسلط على العمود أدناه حمل محوري وعزم انحناء حول المحور الموازي لخطوط

حديد التسليح . جد عزم الانحناء الذي يسبب فشل العمود إذا كان الحمل المحوري

المسلط يساوي ( $2000KN$ ) ،  $f'_c = 30Mpa$  ،  $f_y = 400Mpa$  .





## الأعمدة الطويلة (Long Columns)

### 1.12 مقدمة

يعرف العمود بأنه طويل (نحيف) إذا كانت إبعاد مقطعة صغيرة بالنسبة إلى طوله والذي يحدد ذلك هو نسبة النحافة (Slenderness ratio) والتي يعبر عنها بدلالة النسبة  $(\ell/r)$  حيث  $\ell$  هو الطول غير المسند للعضو المحوري النهائي و  $(r)$  هو نصف قطر التدوير (Radius of gyration) ويساوي  $(\sqrt{I/A})$  حيث  $(I)$  هو عزم القصور الذاتي للمقطع و  $(A)$  مساحة المقطع. بالنسبة للمقاطع الدائرية والمربعة فإن  $(r)$  يكون متساوياً للمحورين ، أما للمستطيلة فيكون كبيراً للمحور الرئيسي وقليلاً للمحور الثانوي ، عليه فإن  $(r)$  بالاتجاه الضعيف هو الذي يؤخذ. بنظر الاعتبار ما لم يكن العمود مسنداً بالاتجاه الضعيف بمسافة أقل من الاتجاه القوي ، في هذه الحالة يتم احتساب نسبة النحافة بالاتجاهين وتؤخذ القيمة الأكبر منها .

إن العمود الذي له نسبة نحافة عالية ( الطويل ) يفشل عند حمل انضغاط أقل من العمود القصير الذي له نفس إبعاد المقطع ما لم يكن العمودان لهما طول أقل من الحد اللازم الذي عنده يبدأ تأثير النحافة. فالعمود الذي له نسبة نحافة قليلة والمحمل محورياً يفشل بتهدم الخرسانة ووصول الحديد إلى  $(f_y)$  وحسب المعادلة (3.11) ويطلق عليه اسم القصير (Short column) والذي بحثنا تحليله وتصميمه في الفصل السابق. أما العمود الطويل فهو الذي له نسبة نحافة عالية بحيث ينبعج قبل تهدم الخرسانة وبذلك فهو يفشل تحت تأثير حمل أقل من حالة العمود القصير على الرغم من تساوي إبعاد المقطعين وكون نسب وتوزيع الحديد نفسه للعمودين وذلك بسبب الاجهادات الإضافية الناتجة عن الزيادة في العزم بسبب الانبعاج وبالتالي يكون هناك تأثير مزدوج للقوة المحورية وعزم الانحناء . إن استخدام طريقة المقاومة في التصميم واستخدام مواد ذات مقاومة عالية في الوقت الحاضر أدى إلى نقصان في إبعاد المقطع وبالتالي زيادة نسبة النحافة مما أدى إلى أن تأثير النحافة والانبعاج الناتج عنها قد أصبح ذو أهمية أكبر .

ولأن القيم الشامل لتأثير النحافة للأعمدة الخرسانية المعرضة للقوة المحورية وعزم الانحناء عمليه معقدة فإننا سنتبع الأسلوب المبسط في عرض الحقائق الأساسية مبتعدين قدر الإمكان عن الاشتقاقات النظرية المطولة وخلفياتها .



## 2.12 الأعمدة المحملة محورياً :- (Concentrically Loaded Columns)

تم اشتقاق معادلة الحمل المحوري اللازم لانبعاث العمود المحوري من قبل العالم اويلر (Euler) فقد وجد أن الحمل المحوري اللازم لانبعاث العمود المحوري النهايات والمقيد ضد الإزاحة الجانبية هو :-

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{\ell^2} \dots \dots \dots (1.12)$$

حيث  $P_c$  = حمل الانبعاث ( الحمل الحرج )

$E$  = معامل مرونة الخرسانة  $I$  = عزم القصور الذاتي حول محور الانبعاث .

$\ell$  = الطول غير المسند للعمود .

ويمكن اشتقاق المعادلة التالية من المعادلة أعلاه .  

$$f = \frac{\pi^2 EI / A}{\ell^2}$$

ولكن  $I / A = r^2$

عليه فإن 
$$f = \frac{\pi^2 E r^2}{\ell^2} = \frac{\pi^2 E}{(\ell / r)^2}$$

حيث  $f$  = جهد الانضغاط عند فشل الانبعاث .

$\ell / r$  = نسبة النحافة (Slenderness ratio) .

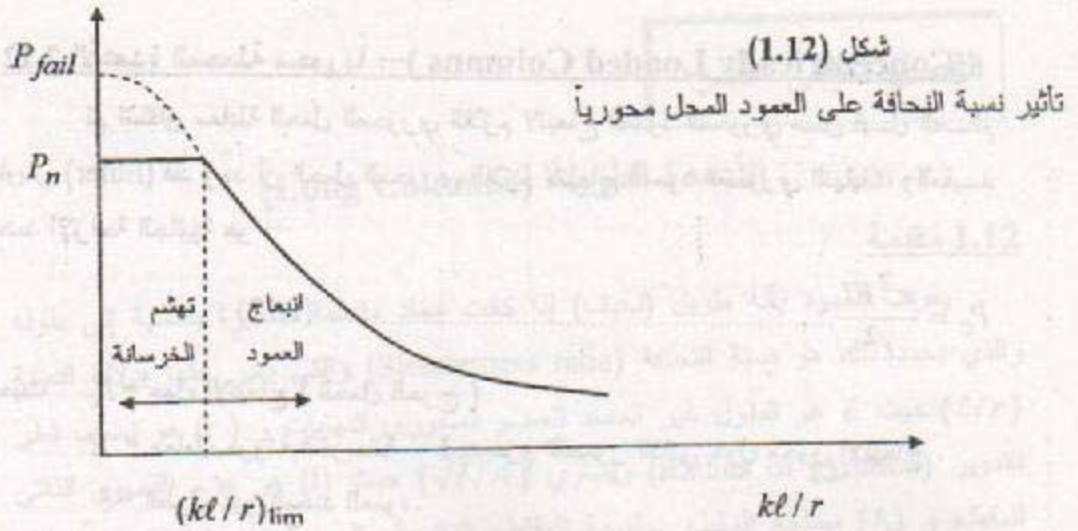
المعادلات أعلاه تنطبق في حالة العمود محوري النهايات (hinged) والمقيد باتجاه الإزاحة الجانبية . أما لباقي الأعمدة فإن حمل الانبعاث يعتمد على التقييد للنهايات وعلى الإزاحة الجانبية ويمكن أن يحسب وفقاً للمعادلة التالية :-

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell)^2} \dots \dots \dots (2.12)$$

$k\ell$  = الطول الفعال للعمود أو قد يسمى الطول المحوري المكافئ .

$k$  = معامل الطول المكافئ  $I$  = للأعمدة محورية النهايات المقيدة باتجاه الإزاحة الجانبية .

ويقصد بطول العمود الفعال طول العمود محوري النهايات الذي ينبع تحت نفس الحمل الذي ينبع به العمود الذي يؤخذ بنظر الاعتبار وبعبارة أخرى فإنه المسافة بين نقاط الانقلاب للعمود وهي التي تحدد حمل الانبعاث . فالحمل الذي يجعل هذه المسافة تتباعد للخارج هو حمل انبعاث العمود .

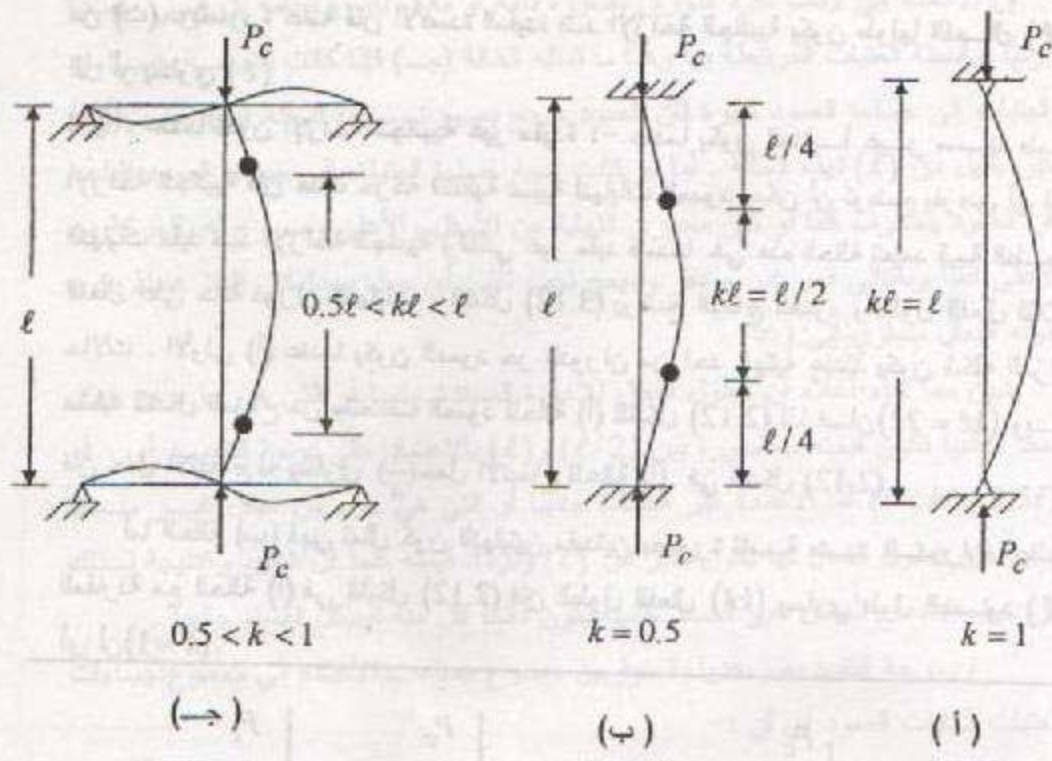


وبصورة عامة فإن  $(kl/r)$  هي نسبة النحافة للأعمدة حيث  $(k=1)$  في حالة العمود المحوري النهايات المقيد باتجاه الإزاحة الجانبية . علاقة حمل الانبعاج مع نسبة النحافة موضحة على الشكل (1.12) . ويلاحظ انه في الأعمدة القصيرة فإن حمل الانبعاج يكون اكبر من الحمل الذي يؤدي إلى تهشم العمود . عليه هناك قيمة لنسبة النحافة يمكن أن يطلق عليها نسبة النحافة المحددة  $(kl/r)_{lim}$  عندما تكون نسبة النحافة اقل منها فإن الفشل يحدث بتهشم الخرسانة مهما كانت نسبة النحافة . أما عندما تكون نسبة النحافة اكبر منها فإن الفشل يحدث بالانبعاج ويقل حمل الانبعاج كلما زادت نسبة النحافة.

### 3.12 تحديد الطول الفعال :

الطول الفعال للعمود يعتمد على عاملين مهمين هما التقييد ضد الدوران والتقييد ضد الإزاحة الجانبية لنهايات العمود من هنا فإن تحديد الطول الفعال  $(kl)$  يكون كما يلي :-  
 أولاً : عندما تكون الإزاحة الجانبية مقيدة :- عندما يكون المنشأ مقيد ضد الإزاحة الجانبية (braced against side sway) وذلك ببناء جدران ذات جساءة عالية تسمى جدران القص (shear walls) وعادة تنشأ حول المصاعد والسلالم أو باستخدام هيكل حديدي أو غير ذلك فإن الطول المكافئ (الفعال) للعمود في هذه الحالة يعتمد على حالة دوران النهايات .





شكل 2.12

الانبعاج والطول الفعال للأعمدة المسندة جانبياً

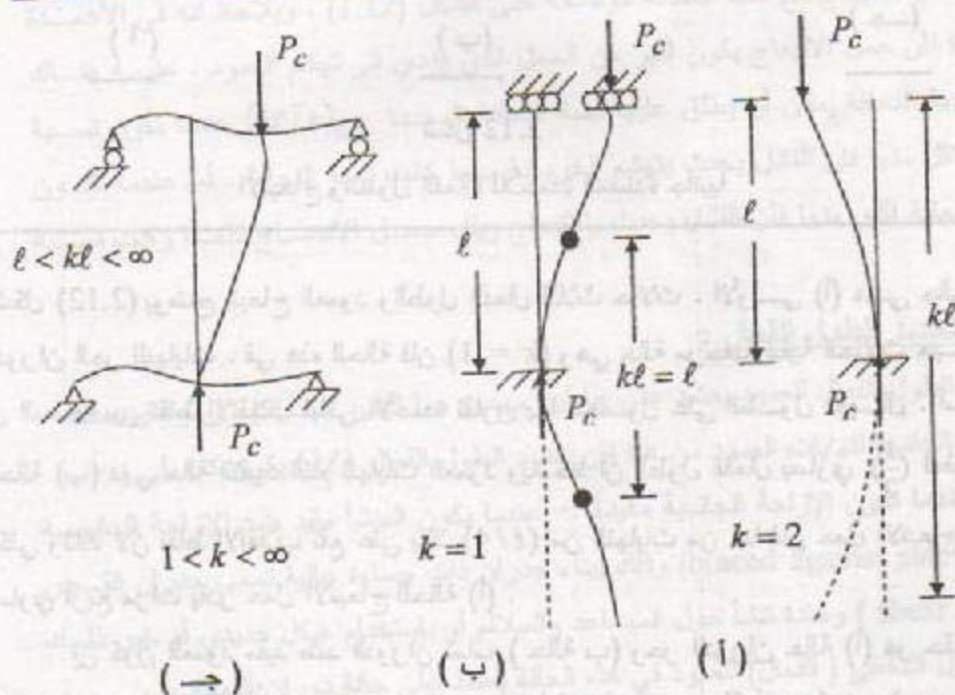
الشكل (2.12) يوضح انبعاج العمود والطول الفعال لثلاث حالات . الأولى (أ) هي حالة الدوران الحر للنهايات . في هذه الحالة فإن  $(k = 1)$  وهي حالة مرجعية لبقية الحالات حيث أن المسافة بين نقاط الانقلاب لباقي الأعمدة تقارن بها للحصول على الطول الفعال . أما الحالة (ب) فهي حالة التقييد التام للنهايات العمود ويلاحظ أن الطول الفعال يساوي  $(\frac{1}{2})$  الطول الكلي وذلك لأن نقاط الانقلاب تقع على بعد  $(\ell/4)$  من النهايات من هنا فإن حمل الانبعاج له يساوي أربع مرات بقدر حمل الانبعاج للحالة (أ) .

إن كون العمود مقيد ضد الدوران تماماً ( حالة ب ) وحر الدوران حالة (أ) هو حالة نادرة في المنشآت ، فعملياً يكون العمود مقيد جزئياً ( partially restrained ) ضد الدوران ويعتمد التقييد على نسبة جساءة العمود  $(EI/L)$  إلى مجموع جساءات الأعضاء المرتبطة بالمفصل وهذا ما تمثله الحالة (جـ) حيث أن نقطة الانقلاب تقع ما بين حالة (أ) و(ب) عليه فإن  $(0.5\ell < k\ell < \ell)$  . فإذا كان مجموع جساءات العتبات المرتبطة بالعمود قليلة مقارنة مع

جساءة العمود فان هذه الحالة تقترب من الحالة (أ) . وبالعكس إذا كانت كبيرة فالحالة تقترب من (ب) . وبصورة عامة فان الأعمدة المقيدة ضد الإزاحة الجانبية يكون طولها الفعال ( $kl$ ) أقل أو يساوي ( $\ell$ ) .

ثانياً : عندما تكون الإزاحة الجانبية غير مقيدة :- عندما يكون المنشأ غير مسند ضد الإزاحة الجانبية فان هناك حركة انتقالية نسبية لنهايات العمود يمكن أن توضح بفرض أن أحد النهايات مقيد ضد الإزاحة الجانبية والثاني غير مقيد ضدها . في هذه الحالة تعتمد قيمة الطول الفعال على حالة دوران النهايات . الشكل (3.12) يوضح اتباع العمود والطول الفعال لثلاث حالات . الأولى (أ) عندما يكون العمود حر الدوران من أحد جهتيه عندئذ يكون شكله المزاح مشابه للشكل المزاح من منتصف العمود للحالة (أ) للشكل (2.12) لذا فان ( $kl = 2\ell$ ) وبذا فان حمل الانبعاج له يساوي ( $\frac{1}{4}$ ) حمل الانبعاج للحالة (أ) في الشكل (2.12) .

أما الحالة (ب) فهي تمثل كون النهايتين مقيدتين بصورة تامة ضد الدوران وعند المقارنة مع الحالة (أ) في الشكل (2.12) فان الطول الفعال ( $kl$ ) يساوي طول العمود ( $\ell$ ) أي أن ( $k=1$ ) .



شكل (3.12)

شكل الانبعاج والطول الفعال للأعمدة

غير المسندة ضد الإزاحة الجانبية



إن الأعمدة هي ليست حرة الدوران بصورة تامة أو مقيدة بصورة تامة بل هي مقيدة جزئياً بواسطة العتبات المرتبطة بها وهذا ما تمثله الحالة (ج) فإذا كانت نسبة جمساء العتبات إلى جمساء للعمود كبيرة فإن العمود ينبعج بصورة مشابهة للحالة (ب) حيث  $(k\ell)$  أكبر يقليل من  $(\ell)$  لهذه الحالة . أما لو كانت نسبة جمساء العتبات إلى جمساء للعمود قليلة فإن العمود يتصرف كما لو كان محوري النهاية من الأسفل والأعلى ومسموح له بالحركة من الأعلى أفقياً وبالتالي فهو غير مستقر وينبعج تحت تأثير أي حمل مهما كان قليلاً عندئذ يكون طول الفعال مساوي إلى  $(\infty)$  .

يتبين مما جاء أعلاه أن الطول الفعالي للأعمدة المسندة جانبياً أو التي هي جزء من هيكل مسند جانبياً تكون قيمته محصورة بين  $(\ell/2)$  و  $(\ell)$  بالاعتماد على درجة التقييد أي أن  $(\ell < k\ell < 0.5\ell)$  . أما الأعمدة غير المسندة جانبياً أو التي هي جزء من هيكل غير مسند جانبياً فإن الطول الفعالي لها يكون أكبر من  $(\ell)$  وتزداد قيمته كلما قل التقييد وكنتيجه لذلك فإن حمل الانبعاج للهيكلي غير المسند جانبياً يكون دائماً أقل منه للهيكلي المسند جانبياً .

إن درجة التقييد يعبر عنها بالنسبة بين مجموع جمساء الأعمدة إلى مجموع جمساء العتبات لنهايات العمود أي أن :-

$$\psi = \frac{\sum(EI/L)_{columns}}{\sum(EI/L)_{beams}} \dots \dots \dots (3.12)$$

حيث  $\psi$  = درجة التقييد (Degree of restraint) .

$L$  = طول العضو من المركز إلى المركز .

واعتماداً على درجة التقييد يمكن إيجاد معامل الطول الفعالي  $(k)$  من الشكل (4.12) لحالي الهياكل المسندة ضد الاراحة الجانبية والهياكل غير المسندة ضد الاراحة الجانبية .

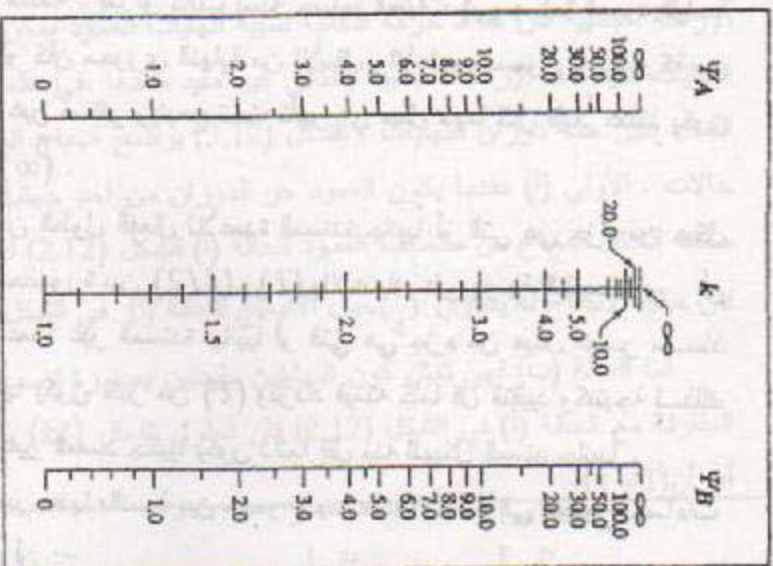
#### 4.12 إهمال تأثير النحافة:

يسمح الكود الأمريكي بإهمال تأثير النحافة واعتبار العمود قصيراً عندما تقل نسبة النحافة عن حد معين وكما يلي :-

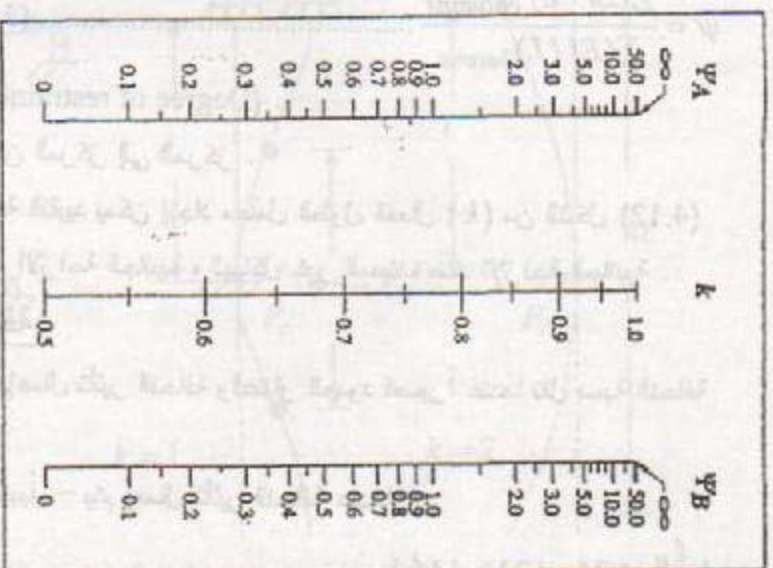
1- للأعمدة المسندة جانبياً :- يتم إهمال تأثير النحافة عندما :-

$$k \frac{\ell_u}{r} \leq 34 - 12M_1 / M_2 \dots \dots \dots (4.12)$$

حيث أن  $(\frac{M_1}{M_2})$  يجب أن تؤخذ أكبر أو تساوي (0.5) وهذا يعني أن :-



الهيكل غير المسند



الهيكل المسند

شكل (4.12)

معامل الطول الفعيل للأعضاء (مصدر رقم 2)



$$12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$$

أي أن نسبة النحافة القصوى للأعمدة القصيرة المسندة ضد الإزاحة = 40

$M_1$  = العزم الأصغر لنهايات العمود

$M_2$  = العزم الأكبر لنهايات العمود

والإشارات تؤخذ كما يلي :-  $\frac{M_1}{M_2} = +$  (تقوس مفرد) single curvature.

$\frac{M_1}{M_2} = -$  (تقوس مزدوج) double Curvature.

$r$  = نصف قطر التدوير (radius of gyration)  $0.25D$  للمقاطع الدائرية .

كما يساوي  $(0.3h)$  للمقاطع المستطيلة حيث  $h$  = البعد العمودي على محور الانحناء

و  $D$  = قطر الدائرة .

$\ell_u$  = الطول غير المسند للعمود = الطول الصافي بين العتبات أو البلاطات أو أي أعضاء توفر إسناد جانبي للعمود .

2- للأعمدة غير المسندة ضد الإزاحة الجانبية :- يتم إهمال تأثير النحافة عندما :-

$$k \frac{\ell_u}{r} \leq 22 \dots \dots \dots (5.12)$$

إذا لم تتحقق المتطلبات أعلاه فإن العمود يعتبر طويلاً ويجب أخذ تأثير النحافة بنظر الاعتبار

## 5.12 إهمال تأثير الإزاحة الجانبية (side sway)

هناك فروقات كثيرة في تحليل وتصميم الأعمدة الطويلة لحالتي الهياكل المسندة وغير المسندة ومن الناحية العملية فإن الهيكل يندر أن يكون مسند تماماً ضد الإزاحة الجانبية (الإزاحة الجانبية صفراً) كما يندر أن يكون غير مسند تماماً ضد الإزاحة الجانبية ، من هنا تتولد الحاجة إلى تحديد نوع الهيكل هل هو مسند أو غير مسند ضد الإزاحة الجانبية .

وحسب ملحق الكود (ACI Commentary) (مصدر 2) فإن الهيكل يمكن اعتباره مسنداً وبعبارة أخرى إهمال الإزاحة الجانبية للهيكل عندما تكون هناك جدران سائدة (جدران القص مثلاً) تكفي لجعل الإزاحة الجانبية قليلة بحيث يمكن إهمالها . أن جساءة الجدران والأعضاء السائدة اللازمة لإهمال الإزاحة الجانبية يمكن تحديدها اعتماداً على خبرة المصمم . وفي حال عدم توفر الخبرة الكافية فإن الكود (ACI 10.11.4) يقترح تحقق أحد المطلبين التاليين لإهمال الإزاحة الجانبية واعتبار الهيكل مسند (non - sway) :-

أولاً :- الزيادة في عزوم نهايات العمود الناتجة عن العزوم الثانوية (PA) يجب أن لا تزيد عن (5%) من عزوم النهايات للتحليل الخطي .

ثانياً :- يمكن اعتبار الطابق مسند ضد الإزاحة الجانبية عندما تكون قيمة معامل الاستقرار (Stability Index) والذي يرمز له (Q) اقل أو يساوي (0.05) حيث:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u \ell_c} \quad (6.12)$$

حيث  $\sum P_u$  = مجموع القوى المحورية لأعمدة الطابق .

$V_u$  = مجموع قوى القص للطابق .

$\Delta_o$  = الإزاحة الجانبية النسبية = الفرق بين إزاحات نهايات الطابق بسبب الأحمال

الجانبية ( $V_u$ ) .

$\ell_c$  = طول العمود من المركز إلى المركز .

خواص المقطع التي تستخدم في تحليل الهيكل لتحديد قيمة (Q) وبأخذ التشققات بنظر

الاعتبار يمكن أن تكون كما يلي :-

- للعتبات  $I_b = 0.35 I_g$

- للأعمدة  $I_c = 0.7 I_g$

للجدران غير المتشققة  $I_w = 0.7 I_g$

للجدران المتشققة  $I_w = 0.35 I_g$

للبلطات بدون عتبات  $I_s = 0.25 I_g$

أما مساحات الأعضاء أعلاه فتؤخذ مساوية إلى مساحة المقطع الكلي ( $A_g$ ) بإهمال التسليح .

$I_g$  = عزم القصور الذاتي للمقطع الكلي .

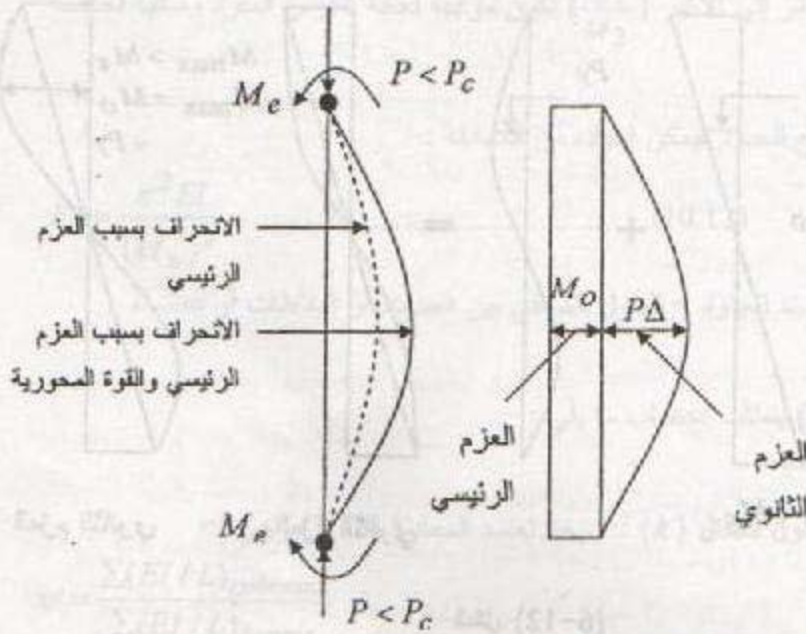
في حالة العتبات على شكل (T) فإن (I) يمكن اعتمادها مساوية إلى ( $2I_w$ ) حيث ( $I_w$ ) هو عزم القصور الذاتي للجذع .

## 6.12 طريقة الكود لاحتساب تأثير النخافة ACI- CODE method

تعتمد طريقة الكود الأمريكي على تضخيم العزوم للعمود الطويل بضرره في معامل اكبر

من واحد. أن تضخيم العزوم يعتمد على حقيقة ان العزم الناتج من التحليل الخطي لنهايات





شكل (5.12)

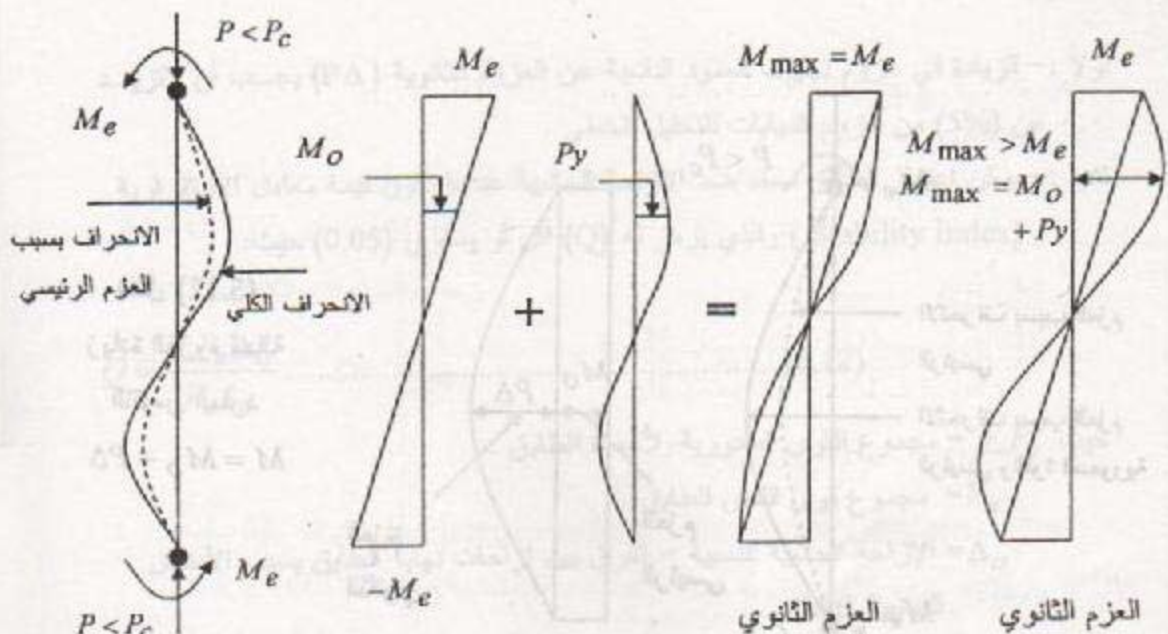
زيادة العزم لحالة

التقوس المفرد

$$M = M_o + P\Delta$$

الأعمدة يزداد بسبب القوة المحورية حيث ان هناك عزماً ثانوياً ينتج عن حاصل ضرب القوة المحورية في الانحراف الذي يسببه العزم الرئيسي الناتج عن تحليل المنشأ وهذا التأثير يطلق عليه  $(P - \Delta)$  لأنه ينتج عن ضرب القوة  $(P)$  في الانحراف  $(\Delta)$ .  
إن مقدار الزيادة في العزم تعتمد على مقدار واتجاه العزوم الرئيسية لنهايات العمود و على كون المنشأ مسند أو غير مسند ضد الإزاحة الجانبية وعلى نسبة نحافة العمود .  
الشكل (5.12) يوضح الزيادة في العزوم  $(P\Delta)$  عندما يكون التقوس مفرد ( عزوم النهايات متعاكسة الاتجاه ) . ويلاحظ أن العزم الكلي يكون اكبر من عزوم النهايات ويكون عند نقطة ما على طول العمود وهي تقع في المنتصف عند تساوي العزوم للنهايتين وعلى العموم فهي تقع قرب منتصف العمود . وتعتمد الزيادة على النسبة بين عزوم النهايات فإذا كانت عزوم النهايات متساوية ستكون الزيادة اكبر لأن موقع الانحراف الأقصى هو نفسه موقع العزم الأقصى .

أما الشكل (6-12) فهو يمثل زيادة العزم لحالة التقوس المزدوج ( العزوم لها نفس الإشارة ) ويلاحظ أن العزم الأقصى هنا قد يكون اقل أو اكبر من العزم الرئيسي اعتماداً على النسبة بين العزم الرئيسي والثانوي . العزم الأقصى يكون عادة قرب أو عند نهايات العمود .  
مما يتبين أعلاه فان زيادة العزوم لحالة التقوس المفرد تكون كبيرة نسبياً أما لحالة التقوس المزدوج فان الزيادة ستكون قليلة أو معدومة .



شكل (12-6)

زيادة العزوم لحالة التقوس المزدوج .

وتختلف طريقة تضخيم العزوم لحالة الهياكل المسندة عن حالة الهياكل غير المسندة وفيما يلي سنوضح هذه الطريقة للحالتين .

## 7-12 طريقة تضخيم العزوم للهياكل المسندة (ACI 10.12.3)

### Moment Magnification for Braced Frames

للهياكل المسندة يتم تضخيم العزم الأكبر ( $M_2$ ) للحصول على العزم المضخم ( $M_c$ ) :-

$$M_c = \delta_{nc} M_2 \dots \dots \dots (7.12)$$

حيث  $\delta_{nc}$  = معامل التضخيم ويساوي :-

$$\delta_{nc} = \frac{C_m}{1 - P_u / 0.75 P_c} \geq 1.0 \dots \dots \dots (8.12)$$

$P_u$  = القوة المحورية التصميمية الناتجة عن تحليل المنشأ .

$C_m$  = معامل لأخذ تأثير التقوس بنظر الاعتبار حيث :-

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \dots \dots \dots (9.12)$$



النسبة بين العزم الأصغر إلى الأكبر ( $\frac{M_1}{M_2}$ ) تكون موجبة لحالة التقوس المفرد وسالبة لحالة التقوس المزدوج .

أما  $P_c$  = حمل الانبعاج للعمود فيمكن إيجاده من المعادلة :-

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2} \dots \dots \dots (10.12)$$

$\ell_u$  = الطول غير المسند للعمود = الطول الصافي بين العتبات أو البلاطات أو أعضاء الإسناد الجانبي.

إن احتساب ( $P_c$ ) يتطلب احتساب ما يلي :-

أ- احتساب معامل الطول الفعال ( $k$ ) : وهنا تعتمد المعادلة (3.12) وهي :-

$$\psi = \frac{\sum (EI / L)_{columns}}{\sum (EI / L)_{beams}}$$

حيث يتم إيجاد درجة تقييد نهايتي العمود ومن الشكل (4.12) يتم إيجاد قيمة ( $k$ ) . أما معامل مرونة العمود ( $E_c$ ) فيؤخذ مساوياً إلى :-

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (Mpa) \dots \dots \dots (11.12)$$

عزم القصور الذاتي للعمود  $I_c = 0.7 I_g$

وللعتبة  $I_b = 0.35 I_g$

وللعتبة على شكل ( T )  $I_b = 0.7 I_g$

حيث ( $I_g$ ) لحالة العتبة على شكل (T) تساوي عزم القصور الذاتي للجذع .

أطوال العتبات والأعمدة للمعادلة (3.12) تؤخذ من المركز إلى المركز .

ب- إيجاد جساءة العمود EI :- إن جساءة العمود (EI) المستخدمة في المعادلة (10.12)

يمكن إيجادها من المعادلتين :-

من المعادلة الأولى :-

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d} \dots \dots \dots (12.12)$$

او المعادلة الثانية (الأكثر دقة) .

$$EI = \frac{0.2 E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \dots \dots \dots (13.12)$$

حيث  $E_c$  = معامل مرونة الخرسانة المعروف سابقاً .

$I_g$  = عزم القصور الذاتي للمقطع الكلي للعمود .

$E_s$  = معامل مرونة الحديد = 200000 Mpa

$I_{se}$  = عزم القصور الذاتي للحديد حول مركز المقطع .

$\beta_d$  = النسبة بين الحمل المعامل المسلط باستمرار إلى الحمل المعامل الكلي ( لأخذ تأثير الزحف بنظر الاعتبار ) .

$$\beta_d = \frac{P_{u,sus}}{P_u} \dots \dots \dots (14.12)$$

$P_{u,sus}$  = الحمل المعامل المسلط باستمرار

$P_u$  = الحمل المعامل الكلي

يحلل الهيكل المسند تحت تأثير الجاذبية فقط (الأحمال الحية والميتة) . أما الأحمال الجانبية فيفترض أنها تسلط على أعضاء الإسناد (جدران القص) حيث تعمل البلاطات كأعضاء ذات جساءة عالية في المستوى الأفقي لنقل الأحمال الجانبية إلى جدران القص .

العزم الأكبر ( $M_2$ ) يجب أن لا يقل عن ( $M_{2,min}$ ) وحسب الكود (ACI 10.12.3.2) :-

$$M_{2,min} = P_u (15 + 0.03h) \text{ in}(N.mm) \dots \dots \dots (15.12)$$

إن المعادلة أعلاه تستخدم لأخذ تأثير النحافة في حالة اللامركزية القليلة أو اللامركزية صفر (العمود محوري التحميل)

ويمكن تلخيص خطوات تحليل وتصميم الأعمدة الطويلة للهيكل المسندة كما يلي :-

1- حدد  $P_u$  ،  $M_u$  (من تحليل المنشأ) .

2- افترض إبعاد المقطع اللازمة لمقاومة القوة المحورية والعزم في حال عدم فرضها عند تحليل المنشأ حيث يتم التحليل الإثنائي في بعض الحالات بفرض قيم نسبته لكل من I و A

إما إذا كانت الأبعاد مفروضة قبل تحليل المنشأ فيتم اعتمادها كقيم أولية .

3- يفضل تصميم العمود في البداية على أنه قصير للحصول على نسبة الحديد ( $\rho_g$ ) ومقارنتها مع النسب المسموح بها من قبل الكود وذلك لأنه في بعض الأحيان تكون نسبة

الحديد غير مقبولة لحالة العمود القصير وبذلك تكون بالتأكيد غير مقبولة لحالة العمود الطويل (لان الحديد لهذه الحالة أكثر) .

4- دقق هل أن العمود طويل أم لا باستخدام ( $k=1$ ) وإيجاد ( $\frac{kl_u}{r}$ ) فإذا كانت :



$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

يتم إهمال تأثير النحافة وتصميم العمود على أنه قصير حسب الفصل السابق وألا تنتقل إلى الخطوة رقم (5).

5- يعاد حساب قيمة أدق للمعامل ( $k$ ) وذلك بحساب نسبة التقييد ( $\psi$ ) للنهايتين كما أوضحنا سابقاً ومن الشكل (4.12) نجد قيمة ( $k$ ) الأدق ويعاد تدقيق الشرط اللازم لإهمال تأثير النحافة (خطوة رقم 4) فإذا تحقق الشرط فالعمود قصير يحال ويصمم حسب الفصل السابق وألا فهو طويل ونستمر بالخطوات .

6- ندقق قيمة  $M_2$  بمقارنتها مع  $M_{2,min}$  حيث  $M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h)$  فإذا كانت  $M_2 < M_{2,min}$  فأنها تؤخذ مساوية إلى  $M_{2,min}$ .

7- احسب قيمة المعامل  $C_m$  من المعادلة (9.12).

8- احسب قيمة ( $\beta_d$ ) من المعادلة (14.12) ثم احسب قيمة ( $EI$ ) من المعادلة (12.12) او المعادلة الأدق (13.12) والتي تحتاج عند تطبيقها إلى فرض حديد التسليح .

9- احسب قيمة  $P_c$  من المعادلة (10.12).

10- احسب  $\delta_{nc}$  من المعادلة (8.12) .

11- احسب العزم المضخم ( $M_c$ ) حيث  $M_c = \delta_{nc} M_2$

12- احسب مساحة وتفاصيل الحديد باستخدام المنحنيات بنفس الطريقة المستخدمة للأعمدة القصيرة وصمم الأطواق والحلزون بنفس الطرق المذكورة في الفصل السابق .

ملاحظة :-

1- قيمة معامل التقييد عند المسند تتبع تمثيل المسند فإذا تم تمثيل المسند على أنه مفصل محوري (hinge) فإن ( $\psi = \infty$ ) ، ومن الناحية العملية تؤخذ ( $\psi = 10$ ) لهذه الحالة لأنه عملياً لا يوجد مسند محوري بل هناك بالتأكيد تقييد ضد الدوران . أما إذا تم تمثيل المسند على أنه مقيد (Fixed) فإن ( $\psi = 0$ ) وعملياً تؤخذ ( $\psi = 1.0$ ) لأنه لا يوجد من الناحية العملية مسند مقيد تماماً ضد الدوران .

2- عندما تكون قيم العزوم لنهاية العمود أقل من  $M_{2,min}$  فإن ( $M_1 / M_2$ ) اللازمة لحساب  $C_m$  واللازمة لتدقيق إهمال تأثير النحافة (معادلة 4.12) يمكن أن تؤخذ قيمتها مساوية إلى (1) أو تؤخذ النسبة المحسوبة على أساس العزوم الناتجة من التحليل .

## مثال 1.12

العمود الموضح في الشكل (7.12) يقع ضمن هيكل مسند ضد الإزاحة الجانبية وقد حددت أبعاده بصورة أولية بالقيم  $(300\text{mm} \times 375\text{mm})$  وهو ذو تقويس مفرد حول المحور (y). احسب حديد تسليح العمود إذا علمت أن الطول غير المسند  $(\ell_u = 4.8\text{m})$  ومعامل الطول الفعال  $(k = 0.85)$ ، مقاومة المواد  $f'_c = 30\text{Mpa}$ ،  $f_y = 400\text{Mpa}$ ، الحمل الميت الخدمي يساوي  $(133\text{KN})$ . نفق تأثيرات التحافة حول محور الانحناء (y) فقط.

الحل :-

1- قيم  $M_u$ ،  $P_u$  محددة في السؤال

2- أبعاد المقطع محددة في السؤال.

3- تصميم المقطع على أنه قصير

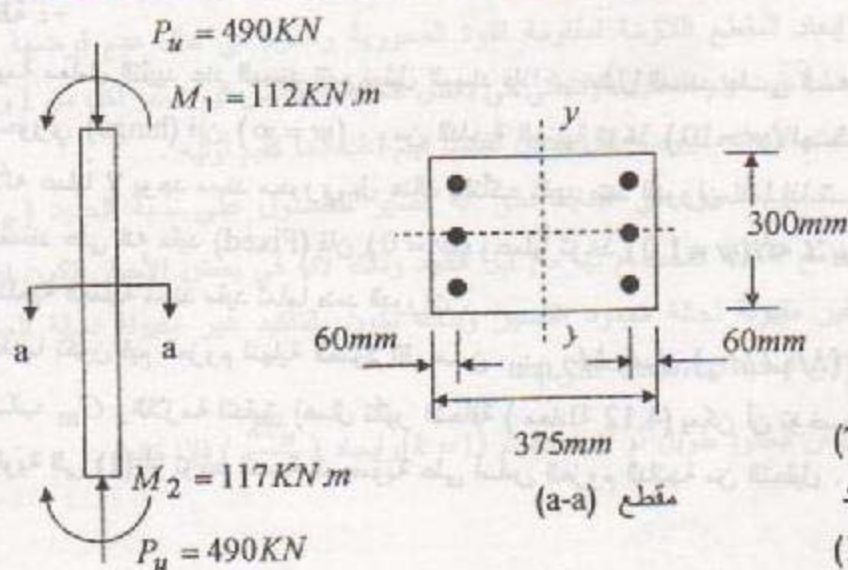
$$\gamma = \frac{375 - 2 \times 60}{375} = 0.68$$

يمكن استخدام  $(\gamma = 0.7)$ .

ومنفرض أن  $(\phi = 0.65)$

$$K_n = \frac{P_u}{\phi f'_c b h} = \frac{490 \times 10^3}{0.65 \times 30 \times 300 \times 375} = 0.223$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi f'_c b h^2} = \frac{117 \times 10^6}{0.65 \times 30 \times 300 \times 375^2} = 0.142$$



شكل (7.12)

تفاصيل العمود

للمثال (1.12)



من الشكل (م6) فإن  $\rho_g = 0.013$

وهي أقل من النسبة القصوى للحديد بكثير عليه هناك مجال كافٍ لزيادة الحديد بسبب النحافة والمقطع مناسب .

4- نددق هل أن العمود طويل أم لا باستخدام ( $k = 0.83$ ) ولأن قيمة  $k$  معطاة في السؤال فلا داعي لأخذ  $k = 1$  .

$$k \frac{\ell_u}{r} = \frac{0.83 \times 4800}{0.3 \times 375} = 35.4$$

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - 12 \frac{112}{117} = 22.5 < 35.4$$

عليه فالعمود طويل ويجب أخذ تأثيرات النحافة بنظر الاعتبار

5- نقارن  $M_2$  مع الحد الأدنى  $M_{2,min}$

$$M_{2,min} = 490(15 + 0.03 \times 375) \times 10^{-3} = 12.86 < M_2$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{112}{117} = 0.983$$

6- نحسب المعامل ( $C_m$ )

$$\beta_d = \frac{1.2 \times 133}{490} = 0.326$$

7- نحسب المعامل ( $\beta_d$ )

8- نحسب جساءة العمود ( $EI$ )

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d} = \frac{0.4 \times 4700 \sqrt{30} \times 300 \times 375^3}{12(1 + 0.326)} = 10238 \times 10^9 \text{ N.mm}^2$$

9- والآن نحسب  $P_c$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \ell_u)^2} = \frac{\pi^2 (10238) \times 10^9}{(0.83 \times 4800)^2} \times 10^{-3} = 6366 \text{ KN}$$

10- نحسب ( $\delta_{nc}$ )

$$\delta_{nc} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} = \frac{0.983}{1 - \frac{490}{0.75 \times 6366}} = 1.1$$

$$Mc = 1.1 \times 117 = 128.7 \text{ KN.m}$$

11- نحسب العزم المضخم

12- نحسب القيمة الجديدة للمعامل ( $R_n$ )

$$R_n = \frac{128.7 \times 10^6}{0.65 \times 30 \times 300 \times 375^2} = 0.16$$

من المنحني (6م) فإن  $\rho_g = 0.015$

$$\therefore A_s = 0.015 \times 300 \times 375 = 1688 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1884 > 1350$$

استخدم (6 $\phi$ 20) تكون المساحة المتوفرة

تصميم الأطواق ( نفرض استخدام أطواق ذات قطر 10mm )

$$s \leq \begin{cases} 48 \times 10 = 480 \\ 16 \times 18 = 288 \\ 300 \end{cases}$$

استخدم أطواق ((10/250))

ملاحظة : يلاحظ من المنحني ان قيمة  $(\epsilon_t)$  بحدود (0.0045) وهنا تكون قيمة المعامل  $(\phi)$  أكبر من (0.65) وهي تقترب من الرقم (0.9) ويمكن إيجادها باستخدام الاستكمال الخطي ( راجع فقرة 4.6) . ثم يعاد الحل باستخدام القيم الجديدة . ولأن نسبة الحديد قريبة من الحد الأدنى فقد تم إهمال هذا التعديل . وعلى العموم فإن إهمال هذا التعديل يؤدي إلى كون النتائج تكون محافظة بصورة أكثر لأن المقاومة الاسمية التي ستعتمد بإهمال التعديل ستكون أكبر .

## مثال 2.12

الشكل (8.12) يوضح المسمط الأفقي والجانبى لبناية خرسانية مسلحة تتكون من (10) طوابق . الارتفاع الصافي للطابق الأرضي يساوي (6.4m) أما لباقي الطوابق فهو يساوي (3.4m) ، فرضت ابعاد الأعمدة والعتبات كما يلي :-

$$b \times h = 600 \text{ mm} \times 500 \text{ mm} \quad \text{:- للعتبات}$$

$$b \times h = 600 \times 500 \text{ mm} \quad \text{:- الأعمدة الخارجية}$$

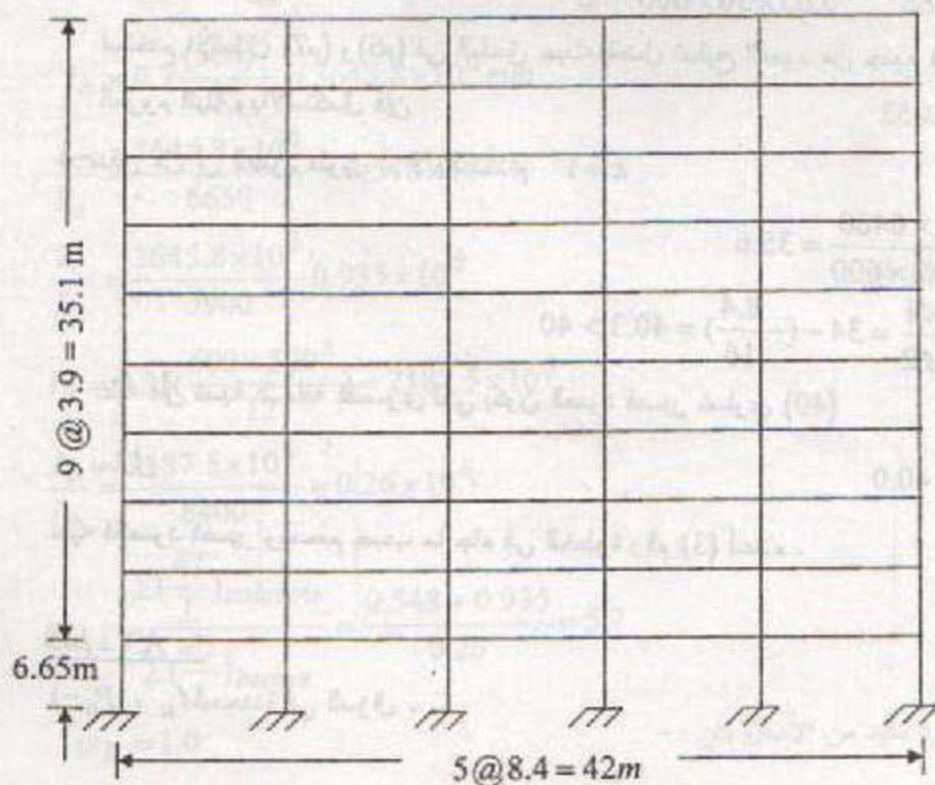
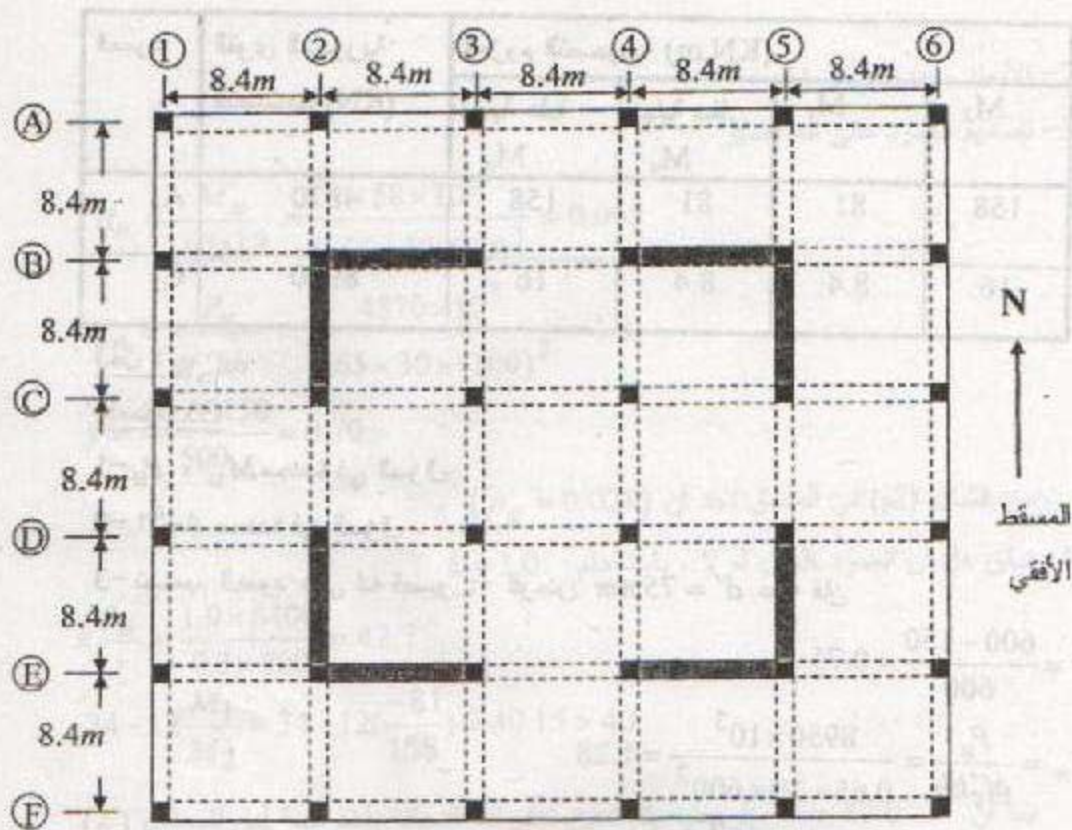
$$b \times h = 600 \times 600 \text{ mm} \quad \text{:- الأعمدة الداخلية}$$

أما مقاومة المواد فهي  $f_y = 400 \text{ Mpa}$  ،  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$

صمم العمودين  $A_3$  ،  $C_3$  للطابق الأرضي علماً أن البناية مسمدة ضد الإزاحة الجانبية حيث يتم استخدام جدران القص للإسناد الجانبى كما موضح في الشكل كما أن  $(\beta_d = 0.8)$  ، نفق تأثيرات النحافة باتجاه الشمال جنوب (N-S) علماً أن العمودين تحت تأثير ثقب مزدوج .

القوى المحورية والعزوم التصميمية هي كما يلي :-





شكل (8.12)

تفاصيل البنية

الخرسانية

المثال (2.12)

العزوم التصميمية (KN.m)				القوى المحورية التصميمية (KN)	العمود
M <sub>2</sub>	M <sub>1</sub>	نهاية سفلى M <sub>u</sub>	نهاية عليا M <sub>u</sub>		
158	81	81	158	4870	A <sub>3</sub>
16	8.4	8.4	16	8950	C <sub>3</sub>

الحل :

للعمود C3

1-  $P_u$  ،  $M_u$  محددة في السؤال .

2- الأبعاد محددة في السؤال .

3- تصميم العمود على أنه قصير :- افرض  $d' = 75mm$  عليه فان

$$\gamma = \frac{600 - 150}{600} = 0.75$$

$$K_n = \frac{P_u}{\phi f'_c b h} = \frac{8950 \times 10^3}{0.65 \times 30 \times 600^2} = 1.28$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi f'_c b h^2} = \frac{16 \times 10^6}{0.65 \times 30 \times 600^3} = 0.003$$

استخدم الإنشكال (7م) و (6م) في الملحق حيث يفضل تسليح العمود من جميع الأوجه لان

$$\rho_g = 0.052$$

العزوم قليلة وبالاستكمال فإن

4- نتحقق هل أن العمود طويل أم لا باستخدام  $k = 1$

$$k \frac{\ell_u}{r} = \frac{1 \times 6400}{0.3 \times 600} = 35.6$$

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - \left( -\frac{8.4}{16} \right) = 40.3 > 40$$

عليه فإن نسبة الانحناء القصوى لكي يكون العمود قصير تساوي (40)

$$k \frac{\ell_u}{r} < 40.0$$

بما أن

عليه فالعمود قصير ويصمم حسب ما جاء في الخطوة رقم (3) أعلاه .

للعمود A3 :-

1-  $P_u$  ،  $M_u$  محددة في السؤال .



- 2- الأبعاد محددة في السؤال .  
3- تصميم العمود على انه قصير :-

$$R_n = \frac{M_u}{\phi f'_c b h^2} = \frac{158 \times 10^6}{0.65 \times 30 (500)^3} = 0.065$$

$$K_n = \frac{P_u}{\phi f'_c b h} = \frac{4870 \times 10^3}{0.65 \times 30 \times (500)^2} = 1.0$$

$$\gamma = \frac{500 - 150}{500} = 0.70$$

من الشكل (م2) في الملحق نجد أن  $(\rho_g = 0.028)$  .

4- ندقق هل أن العمود طويل أم لا . باستخدام  $k = 1.0$

$$k \frac{\ell_u}{r} = \frac{1.0 \times 6400}{0.3 \times 500} = 42.7$$

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - 12 \left( \frac{-81}{158} \right) = 40.15 > 40$$

بما أن  $k \frac{\ell_u}{r} > 40.0$  عليه يتم تنقيح تأثيرات النحافة بأخذ قيمة أدق للمعامل  $(k)$

5- حساب قيمة أدق للمعامل  $(k)$  وكما يلي :-

$$I_c = 0.7 \frac{(500)^4}{12} = 3645.8 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\frac{I_c}{L_c} = \frac{3645.8 \times 10^6}{6650} = 0.548 \times 10^6$$

$$\frac{I_c}{L_c} = \frac{3645.8 \times 10^6}{3900} = 0.935 \times 10^6$$

للعمود الأعلى فإن

$$I_b = 0.35 \left( \frac{600 \times 500^3}{12} \right) = 2187.5 \times 10^6$$

$$\frac{I_b}{L_b} = \frac{2187.5 \times 10^6}{8400} = 0.26 \times 10^6$$

$$\psi_A = \frac{\sum \left( \frac{EI}{L} \right)_{\text{columns}}}{\sum \left( \frac{EI}{L} \right)_{\text{beams}}} = \frac{0.548 + 0.935}{0.26} = 5.7$$

$$\psi_B = 1.0$$

لأن العمود مقيد من الأسفل فإن :-

$$k = 0.84$$

من الشكل (4.12) فان

$$k \frac{\ell_u}{r} = 0.84 \times 42.7 = 35.9 < 40$$

عليه فالعمود قصير ويصمم حسب الخطوة (3) أعلاه .

إذا كان العمود ذو تقوس مفرد فان المقدار  $(34 - 12 \frac{M_1}{M_2})$  تصبح قيمته كما يلي :-

$$34 - 12(\frac{81}{158}) = 27.85$$

وحيث أن  $k \frac{\ell_u}{r} > 27.85$  عليه فالعمود طويل لحالة التقوس المفرد .

ولأجل توضيح الحل عندما يكون العمود طويل سنواصل خطوات التحليل والتصميم على اعتبار أن العمود ذو تقوس مفرد .

6- نقارن قيمة  $M_2$  مع  $M_{2,min}$

$$M_{2,min} = P_u(15 + .03h) = 4870(15 + 0.03 \times 500) \times 10^{-3} = 146.1 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 158 > M_{2,min}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4(\frac{81}{158}) = 0.8 > 0.4 \quad \text{7- نحسب } C_m$$

8-  $\beta_d = 0.8$  وهي محددة بالسؤال أما (EI) فهي تساوي :-

$$EI = \frac{0.4EI_c}{1 + \beta_d} = \frac{0.4 \times 4700 \sqrt{30} (500)^4}{12(1 + 0.8)} = 2979.5 \times 10^{10} \text{ N.mm}^2$$

9- نحسب قيمة  $P_c$  من المعادلة

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2} = \frac{\pi^2 \times 2979.5 \times 10^{10}}{(0.84 \times 6400)^2} \times 10^{-3} = 10175 \text{ KN}$$

10- نحسب  $\delta_{nc}$  من المعادلة

$$\delta_{nc} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} = \frac{0.8}{1 - \frac{4870}{0.75 \times 10175}} = 2.21$$

11- نحسب العزم المضخم  $M_c$  من المعادلة

$$M_c = \delta_{nc} M_2 = 2.21 \times 158 = 349.2 \text{ KN.m}$$

12- تصميم العمود .

$$K_n = 1.0$$



$$R_n = \frac{349.2 \times 10^6}{0.65 \times 30 \times 500^3} = 0.14$$

$$\rho_g = 0.042$$

من الشكل (م2) فإن

$$\therefore A_s = 0.042 \times 500^2 = 10500 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 12215 > 10500 \text{ mm}^2$$

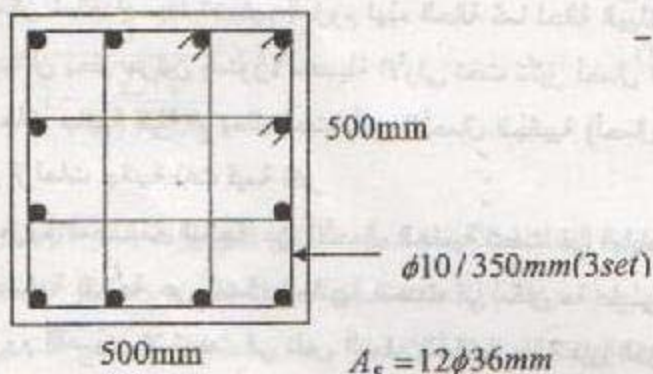
استخدم  $12\phi 36$  فتكون المساحة المتوفرة

بالنسبة للأطواق سيتم اختيار ( $\phi 10$ ) عليه فإن المسافات البينية للأطواق هي :-

$$S \leq \begin{cases} 16 \times 22 = 352 \\ 48 \times 10 = 480 \\ 500 \end{cases}$$

استخدم ( $\phi 10/350$ ).

تفاصيل التسليح هي كما يلي :-



ملاحظة :- يكون تقوس الأعمدة تحت تأثير أحمال الجاذبية مزدوجا وعندئذ يكون العمود أعلاه قصيرا تكون العزوم أقل من نصف العزوم التي صمم على أساسها العمود (حيث معامل التضخيم أكبر من 2) وبذا فإن حديد التسليح للعمود أقل بكثير من الحديد أعلاه . لقد تم اعتبار العمود ذو تقوس مفرد لأجل توضيح تحليل وتصميم الأعمدة الطويلة ليس ألا .

## 8.12 تضخيم العزوم للهياكل غير المسندة (ACI 10.13)

### (Moment Magnification for Unbraced Frames)

إذا كان الهيكل غير مسند ضد الإزاحة الجانبية فمن المتوقع أن تكون تأثيرات النحافة على مقاومة العمود أكبر حيث أن معامل الطول المكافئ يكون بين (1) و ( $\infty$ ) بينما في حالة

الهيكل المسند تكون قيمته بين (0.5) و (1) عليه فان نسبة النحافة  $(kl_u / r)$  للأعمدة الواقعة في هياكل غير مسندة تكون اكبر من نسبة النحافة للأعمدة الواقعة في هياكل مسندة عليه يكون حمل الانبعاج للهيكل غير المسندة اقل وهذا ما أوضحناه في الفقرة (3.12) من النقاط المهمة التي يجب أن تؤخذ بنظر الاعتبار لهذه الحالة:-

1- في الهياكل غير المسندة لا يمكن أن تكون هناك إزاحة جانبية للعمود لوحده بل تتم الإزاحة الجانبية لجميع الأعمدة ضمن طابق معين عليه يجب اخذ أعمدة الطابق جميعاً بنظر الاعتبار عندما ندقق تأثيرات النحافة للعمود ضمن ذلك الطابق . ولأن العمود يمكن أن يحدث فيه انبعاج لوحده تحت تأثير أحمال الجاذبية ( الأحمال الميتة والحية ) عليه فان العزوم الخاصة بأحمال الجاذبية يجب أن تؤخذ بنظر الاعتبار أيضا .

2- يمكن استخدام مبدأ تضخيم العزوم لهذه الحالة كما لحالة الهياكل المسندة إلا أن المنشأ يجب أن يحلل مرتين بصورة منفصلة الأولى تحت تأثير أحمال الجاذبية والتي تؤدي إلى إزاحات جانبية قليلة ثم يحلل تحت تأثير الأحمال الجانبية (أحمال الريح عادة) والتي تؤدي إلى إزاحات جانبية ذات قيمة اكبر

3- العزوم المضخمة الناتجة عن الأحمال الجانبية تحدث في نهايات الأعمدة أما العزوم المضخمة الناتجة عن أحمال الجاذبية فتحدث في مكان ما على طول العمود ، أي أن العزوم القصوى لا تحدث في نفس الموقع للحالتين عليه فان الكود يقرر تضخيم العزوم الناتجة عن الأحمال الجانبية فقط . لذا تكون العزوم المضخمة كما يلي :-

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \dots \dots \dots (16.12)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \dots \dots \dots (17.12)$$

حيث:-

$M_1$  = العزم المضخم الأصغر لنهايات العمود

$M_2$  = العزم المضخم الأكبر لنهايات العمود

$M_{1ns}$  = العزم المعامل الأصغر الناتج عن الأحمال التي تسبب إزاحة جانبية قليلة (أحمال الجاذبية)

$M_{2ns}$  = العزم المعامل الأكبر الناتج عن الأحمال التي تسبب إزاحة جانبية قليلة .

$M_{1s}$  = العزم المعامل الأصغر الناتج عن الأحمال التي تسبب إزاحة جانبية مهمة (أحمال الريح) .

$M_{2s}$  = العزم المعامل الأكبر الناتج عن الأحمال التي تسبب إزاحة جانبية مهمة

$\delta_s$  = معامل تضخيم العزوم للهياكل غير المسندة .

4- هناك ثلاث طرق لحساب العزم المضخم للأحمال الجانبية  $(\delta_s M_s)$  وهي :-



الأولى :- حساب العزوم لنهايات الأعمدة من التحليل اللاخطي (Nonlinear) للمنشأ وبالاعتماد على عزوم التصور الذاتي المذكورة في الفقرة (5.12)

الثانية :- حساب معامل التضخيم  $\delta_s$  من المعادلة :-

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1.0 \dots \dots \dots (18.12)$$

حيث  $Q$  = معامل الاستقرار المعرف بالمعادلة (4.12).

وهنا يجب أن تكون  $\delta_s \leq 1.5$  وإلا نستخدم الطريقة الأولى أو الثالثة .

الثالثة :- وهي نفس الطريقة المستخدمة في إصدارات الكود قبل (1995) كالإصدار (1989) مثلاً وتكون بحساب  $\delta_s$  من المعادلة

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.7s \sum P_c}} \geq 1.0 \dots \dots \dots (19.12)$$

حيث :

$\sum P_u$  = مجموع القوى المحورية المعاملة للأعمدة ضمن الطابق الذي يؤخذ بنظر الاعتبار .  
 $\sum P_c$  = مجموع أحمال الانبعاج (الحرجة) للأعمدة ضمن الطابق الذي يؤخذ بنظر الاعتبار  
 الطريقة الأولى نحتاج فيها إلى تحليل المنشأ لا خطياً وهذا يعتمد على البرامج المتوفرة لأنه لا يمكن تحليل المنشأ لا خطياً باستخدام الطرق اليدوية فهو تحليل طويل ويحتاج إلى عدد من المحاولات عليه يتم استبعادها أن لم يكن هناك برنامج متوفر للتحليل اللاخطي . أما الطريقة الثانية فنحتاج فيها إلى برنامج تحليل خطي مرن ( وهو متوفر عادة ) حيث نحتاج فيها إلى حساب ازاحات الطابق والقوى المحورية للأعمدة ومن الصعب الحصول على الازاحات باستخدام الطرق التقليدية التي تحل يدوياً . أما بالنسبة للطريقة الثالثة فلا نحتاج فيها إلى حساب الازاحات عليه يمكن استخدامها حتى في حالة عدم توفر برنامج للتحليل الخطي أو اللاخطي . علماً أن  $P_c$  يتم حسابها بنفس المعادلات الخاصة بحالة الهياكل المسندة ماعدا أن  $\beta_d$  لحالة الهياكل غير المسندة تعرف بأنها :-

$$\beta_d = \frac{\text{مجموع قوى القص للأحمال المستمرة الجانبية للطابق}}{\text{مجموع قوى القص للأحمال الكلية الجانبية للطابق}}$$

وحيث أن أحمال الريح غير مستمرة عليه فإن  $\beta_d = 0$  لأحمال الريح .

5- عندما تكون  $(\frac{L_u}{r})$  كما يلي :-

$$\frac{\ell_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'_c A_g}}} \quad (20.12)$$

فإن العزوم القصوى ستكون في نقطة ما بين نهايتي العمود وليس عند النهايات ويكون العزم الأقصى أكبر من العزم المضخم المحسوب سابقاً بنسبة تزيد عن (5%) ( مصدر رقم 3) وحسب الكود فإن الأعمدة يعاد حساب عزومها على أنها مسندة ضد الإزاحة الجانبية إذ يتم تضخيم العزوم  $M_1$ ،  $M_2$  والمحسوبة وفقاً للمعادلات (16.12) و (17.12) على التوالي . هذا يعني أن العزوم في هذه الحالة تضخم مرتين الأولى على أساس أن الهيكل غير مسند والثانية على أساس أنه مسند وبمعزوم تساوي الناتجة عن التضخم الأول أي أن العزم المضخم الأكبر لهذه الحالة يساوي :-

$$M_c = \delta_{nc} M_2 = \delta_{nc} (M_{2ns} + \delta_s M_{2s}) \quad (21.12)$$

6- إن خطوات تحليل وتصميم الأعمدة الواقعة ضمن هياكل غير مسندة ضد الإزاحة الجانبية مشابهة لحالة الهياكل المسندة ضد الإزاحة إلا أن حالات التحميل يجب فصلها حيث تؤخذ الحالات التالية بنظر الاعتبار (راجع فقرة 3.4) :-

$$1- U = 1.2D + 1.6L$$

$$2- U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + 0.8W$$

$$3- U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$

$$4- U = 0.9D + 1.6W$$

هذا ويتم تحليل وتصميم المنشأ تحت تأثير الحالة الأولى على أنه مسند ضد الإزاحة الجانبية ذلك لأن الازاحات الجانبية تحت تأثير أحمال الجاذبية هي أما معنومة (حالة التناظر) أو قليلة بحيث يمكن إهمالها . أما الحالات الثانية والثالثة والرابعة فيتم تحليل وتصميم العمود تحت تأثيرها على أنه غير مسند ضد الإزاحة الجانبية وتؤخذ الحالة الحرجة .

في حالة عدم توفر برنامج خاص بالتحليل اللا خطي فإن خطوات تحليل وتصميم الأعمدة للهياكل غير المسندة يمكن أن تكون كما يلي :-

1- تحديد العزوم والقوى المحورية والقص والإزاحة الجانبية للطابق المطلوب تصميم أعمدته من تحليل المنشأ تحت تأثير الأحمال الميتة والحية وأحمال الريح.



- 2- فرض أبعاد المقطع أن لم تكن مفروضة لأجل التحليل .
- 3- تحديد هل أن الهيكل مستنداً أو غير مسند ضد الإزاحة الجانبية باستخدام المعادلة (6.12) فإذا كان مستنداً فإنه يحلل ويصمم بالطريقة المذكورة في الفقرة السابقة وهنا تكون العزوم  $M_1, M_2$  شاملة لأحمال الريح مع أحمال الجاذبية أي لا يتم فصل عزوم الجاذبية عن عزوم الأحمال الجانبية . أما إذا كان غير مسند فنستمر بالخطوات التالية .
- 4- دقق هل أن العمود طويل أم لا فإذا كانت  $\frac{k\ell_u}{r} \leq 22$  فالعمود قصير يحلل ويصمم بنفس الطرق الخاصة بالأعمدة القصيرة وإلا نستمر بالخطوات .
- 5- يحلل العمود على أنه مسند ضد الإزاحة الجانبية لحالة التحميل الأولى المذكورة سابقاً ويتم إيجاد  $M_c$  بنفس الطريقة المستخدمة لحالة الهياكل المسندة ضد الإزاحة الجانبية .
- 6- استخدم الطريقة الثانية أو الثالثة لإيجاد  $\delta_s$
- 7- احسب  $M_1, M_2$  من المعادلات (16.12) و (17.12) لحالتي التحميل الثانية والثالثة والرابعة .
- 8- دقق للشرط الخاص بالمعادلة (20.12)
- 9- باعتماد  $P_u, M_2$  احسب مساحة وتفاصيل الحديد وبنفس الطريقة المستخدمة للأعمدة القصيرة .

### مثال 12.3

- الشكل (9.12) يوضح مقطع جانبي لهيكل داخلي في نهاية خرسانية مسلحة غير مسندة ضد الإزاحة الجانبية . أبعاد العتبات والأعمدة التي فرضت لأجل التحليل هي كما يلي :-
- أبعاد العتبات : العرض (b) = 1200mm الارتفاع الكلي (h) = 300mm
- أبعاد الأعمدة الداخلية = 450mm × 450mm
- أبعاد الأعمدة الخارجية = 400mm × 400mm
- الارتفاع الصافي للأعمدة = 3.9m
- مقاومة المواد  $f_y = 400Mpa, f'_c = 30Mpa$
- الانحراف الجانبي للطابق الثالث بسبب قوة الريح يساوي (20mm)
- صمم العمود ( $C_3$ ) علماً أن الأحمال الخدمية المسلطة على الطابق الثالث والتي تم الحصول عليها باستخدام برنامج للتحليل الخطي المرن هي :-

الحمل	الاعمدة $A_3, F_3$	الاعمدة $B_3, E_3$	الاعمدة $D_3, C_3$
( $P_d$ ) الحمل الميت	500KN	1000KN	1000KN
( $P_L$ ) الحمل الميت	400KN	750KN	750KN
( $P_w$ ) حمل الريح	$\pm 125KN$	$\pm 75KN$	$\pm 25KN$
( $V_w$ ) قص الريح	25KN	50KN	50KN
عزم الأحمال الميتة ( $M_{2d}$ ) الأكبر			3KN.m
عزم الأحمال الحية ( $M_{2L}$ ) الأكبر			150KN.m
( $M_{2w}$ ) عزم أحمال الريح الأكبر			$\pm 115KN.m$
عزم الأحمال الميتة ( $M_{1d}$ ) الأصغر			-3KN.m
عزم الأحمال الحية ( $M_{1L}$ ) الأصغر			135KN.m
عزم أحمال الريح ( $M_{1w}$ ) الأصغر			$\pm 95KN.m$

الحل :

- 1- القوى المحورية والقص والإزاحة الجانبية للطابق كلها محددة في السؤال.
- 2- أبعاد المقطع حددت بصورة أولية في السؤال .
- 3- بوجود الريح فإن حالة التحميل الثالثة هي التي تعطي أكبر قوة محورية عليه هي التي ستستخدم لتحديد هل أن الهيكل مسند أم لا .

$$V_u = 1.6 \times 250 = 400KN$$

مجموع قوى القص التصميمية

$$\Delta_o = 1.6 \times 20 = 32mm$$

الانحراف الجانبي المعامل

مجموع الأحمال المحورية :

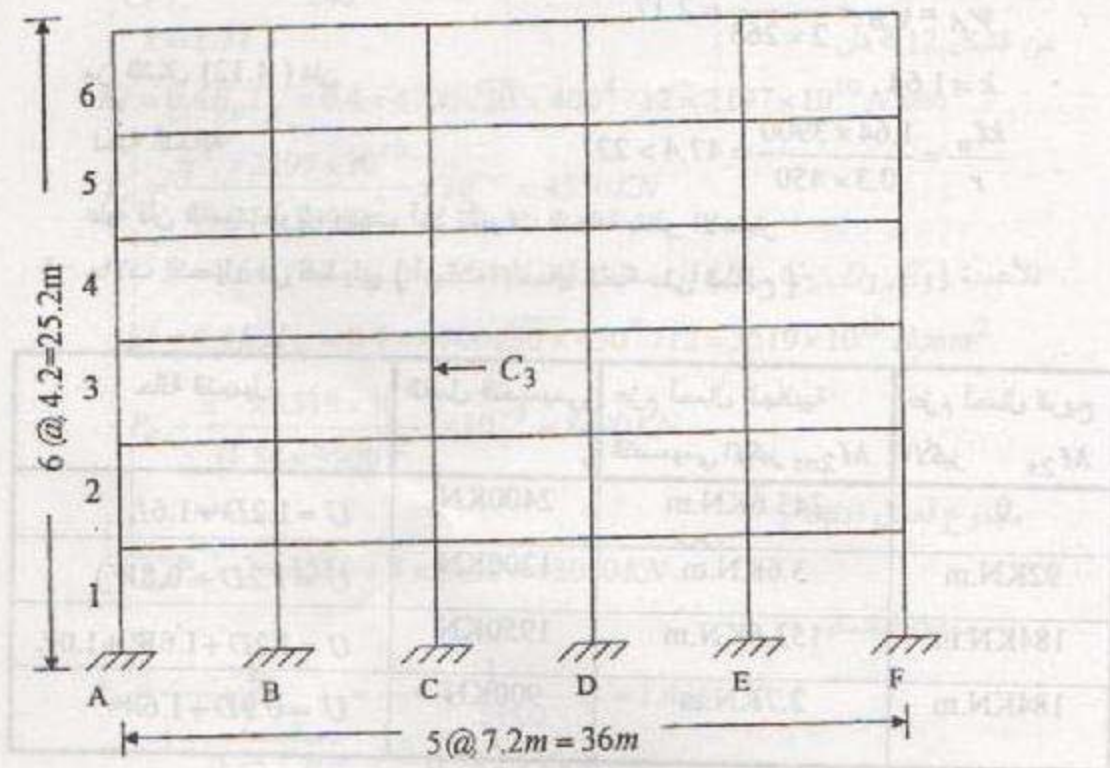
$$P_u = 1.2 \times 500 + 1.0 \times 400 = 1000KN$$

للأعمدة ( $A_3, F_3$ )

للأعمدة ( $B_3, C_3, D_3, E_3$ )

$$P_u = 1.2 \times 1000 + 1.0 \times 750 = 1950KN$$





شكل (9.12) تفاصيل الهيكل الخرساني المسلح للمثال (3.12)

مجموع القوى المحورية :

$$\sum P_u = 2 \times 1000 + 4 \times 1950 = 9800 \text{ KN}$$

يلاحظ أن القوى المحورية الناتجة عن الريح لم تؤخذ بنظر الاعتبار عند حساب القوة المحورية للأعمدة ذلك لأن مجموعها يساوي صفراً.

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u \ell_c} = \frac{9800 \times 32}{400 \times 4200} = 0.19$$

ولأن  $Q > 0.05$  فإن المنشأ غير مسند ضد الإزاحة الجانبية

4- تحديد هل أن العمود قصير أم طويل .

$$\frac{I_c}{L_c} = \frac{0.7 \times (450)^4}{12 \times 4200} = 570 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\frac{I_b}{L_b} = \frac{0.7 \times 1200 \times (300)^3}{12 \times 7200} = 263 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\psi_A = \psi_B = \frac{2 \times 570}{2 \times 263} = 2.17$$

$$k = 1.64$$

$$\frac{k \ell_u}{r} = \frac{1.64 \times 3900}{0.3 \times 450} = 47.4 > 22$$

من الشكل ( 4.12 ) فان

نسبة النحافة

عليه فان العمود طويل ويجب أخذ تأثيرات النحافة بنظر الاعتبار

5- حالات التحميل هي كما يلي ( أهملت الأحمال الحية على السطح ) :

حالة التحميل	الحمل التصميمي	عزم أحمال الجاذبية التصميمي الأكبر $M_{2ns}$	عزم أحمال الرياح الأكبر $M_{2s}$
$U = 1.2D + 1.6L$	2400KN	243.6KN.m	0
$U = 1.2D + 0.8W$	1200KN	3.6KN.m	92KN.m
$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L$	1950KN	153.6KN.m	184KN.m
$U = 0.9D + 1.6W$	900KN	2.7KN.m	184KN.m

يحلل العمود ويصمم باعتماد حالة التحميل الأولى (أحمال الجاذبية فقط) على أنه مسند ضد

الإزاحة الجانبية تماماً كما في حالة المثال السابق ( تترك للقارئ ) .

بالنسبة للحالات الثلاث الباقية فيمكن للقارئ ( وبافتراض أن  $d' = 65mm$  ) أن يستخدم

المنحنيات قبل التضخيم لتحديد أي منها يمثل الحالة الحرجة وسجد أنها الحالة الثالثة .

وحيث أن معامل التضخيم لهذه الحالة أكبر من الحالتين الباقيتين ( لأن  $\sum P_u$  لها أكبر )

عليه سيتم تحليل وتصميم العمود لهذه الحالة فقط .

6- باستخدام الطريقة الثانية فان معامل التضخيم يساوي:-

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} = \frac{1}{1-0.19} = 1.235 KN.m$$

أما استخدام الطريقة الثالثة فنحتاج فيه الى إيجاد (  $\sum P_c$  ) :

للأعمدة (  $A_3, F_3$  ) :-

$$\frac{I_c}{\ell_c} = \frac{0.7 \times 400^4}{12 \times 4200} = 356 \times 10^3 mm^3$$

جساءة الأعمدة

$$\frac{I_b}{\ell_b} = \frac{0.7 \times 1200 \times 300^3}{12 \times 7200} = 263 \times 10^3 mm^3$$

جساءة العتبات



$$\psi_a = \psi_b = \frac{2 \times 356}{263} = 2.71$$

نسبة التقييد

$$k = 1.77$$

من الشكل 4.12 فإن

$$EI = 0.4 E_c I_g = 0.4 \times 4700 \sqrt{30} \times 400^4 / 12 = 2197 \times 10^{10} \text{ N.mm}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times 2197 \times 10^{10}}{(1.77 \times 3900)^2} \times 10^{-3} = 4550 \text{ KN}$$

للأعمدة  $(B_3, C_3, D_3, E_3)$  فإن معامل الطول المكافئ (وجد سابقاً)  $k = 1.64$

$$EI = 0.4 E_c I_g = 0.4 \times 4700 \sqrt{30} \times 450^4 / 12 = 3519 \times 10^{10} \text{ N.mm}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times 3519 \times 10^{10}}{(1.54 \times 3900)^2} \times 10^{-3} = 8490 \text{ KN}$$

مجموع أحمال الانبعاج:

$$\sum P_c = 2 \times 4550 + 4 \times 8490 = 43060 \text{ KN}$$

معامل التضخيم :

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{9800}{0.75 \times 43060}} = 1.436$$

7- العزوم المضخمة تساوي (منحسب العزم الأكبر فقط): -

باستخدام الطريقة الثانية :-

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} = 153.6 + 1.235 \times 184 = 380.84 \text{ KN.m}$$

باستخدام الطريقة الثالثة :-

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} = 153.6 + 1.436 \times 184 = 417.82 \text{ KN.m}$$

$$\frac{\ell_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'_c A_g}}}$$

8- نددق الشرط التالي :

$$\ell_u / r = 3900 / (0.3 \times 450) = 28.9$$

$$\frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'_c A_g}}} = \frac{35}{\sqrt{\frac{1950 \times 1000}{30 \times 450^2}}} = 61.2$$

بما أن  $(\ell_u / r < 61.2)$  عليه فالشرط متحقق

9- نصمم العمود باستخدام  $P_u = 1950 \text{ KN}$  و  $M_u = 380.84 \text{ KN.m}$  أو

$$M_u = 417.82 \text{ KN.m}$$

سنختار العزم الأقل ( $M_u = 380.84 \text{ KN.m}$ )

$$\gamma = \frac{450 - 2 \times 65}{450} = 0.71 \quad \text{وبفرض أن } (d' = 65 \text{ mm}) \text{ فإن}$$

$$K_n = \frac{1950 \times 1000}{0.65 \times 30 \times 450^2} = 0.494$$

$$R_n = \frac{380.84 \times 10^6}{0.65 \times 30 \times 450^3} = 0.21$$

$$\rho_g = 0.035$$

من الشكل (2م) فإن

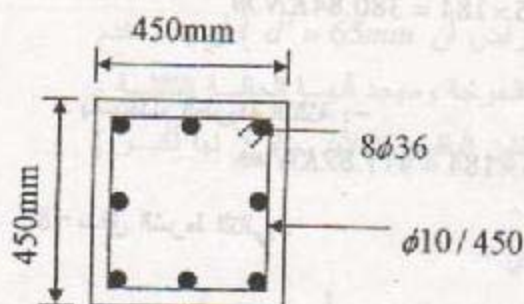
$$A_{st} = 0.035 \times 450^2 = 7088 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 8144 > 7088 \text{ mm}^2$$

استخدم ( $8\phi 36 \text{ mm}$ ) فيكون الحديد المتوفر

لو افترضنا استخدام قضبان ( $\phi 10 \text{ mm}$ ) للأطواق فإن المسافة البينية :

$$s \leq \begin{cases} 16 \times 36 = 576 \text{ mm} \\ 48 \times 10 = 480 \text{ mm} \\ 450 \text{ mm} \end{cases}$$



والشكل المجاور يوضح تفاصيل المقطع

### الخلاصة:

يلاحظ مما سبق أن تصميم الأعمدة النحيفة يتطلب حسابات مطولة وتحليل المنشأ لأكثر من حالة تحميل لذا فإن بعض المصممين يفضلون اعتماد أبعاد دنيا تؤدي إلى إهمال تأثير النحافة لجميع أعمدة المنشأ للبنىات قليلة ومتوسطة الارتفاع ويتم ذلك كما يلي :-

I- للهيكل المسندة ضد الإزاحة الجانبية يتم اعتماد قيمة ( $k=1$ ) وهي الحالة الأسوأ لأنها تؤدي إلى أعلى نسبة نحافة للعمود. كما أن ( $\ell_u$ ) تؤخذ مساوية الى البعد بين مراكز



العمود أي مساوية إلى  $(\ell_c)$  . وعندئذ ستكون النسبة القصوى بين طول العمود إلى أبعاده كما يلي :-

أولا :- للطابق الأرضي وعندما تكون مقاومة الأسس للدوران قليلة حيث يمثل الأساس على أنه مفصل (hinge) فإن التقوس سيكون مفردا وتكون قيمة  $(M_1 / M_2 = 0)$  وباعتماد أقصى نسبة نحافة للأعمدة القصيرة فإن :

$$\frac{\ell_c}{r} = 34 \quad \therefore \frac{\ell_c}{0.3h} = 34 \quad \therefore \frac{\ell_c}{h} \approx 10$$

فإذا كان ارتفاع العمود  $(3m)$  فإن الأبعاد الدنيا اللازمة لأهمال تأثير النحافة تساوي :

$$h_{\min} = \frac{\ell_c}{10} = 0.3m = 300mm$$

وفي حالة كون الأسس ذات مقاومة كبيرة للدوران فإن  $(\ell_c / h)$  تصبح مقاربة للنسبة الخاصة بأعمدة باقي الطوابق وكما في أدناه:

ثانيا :- لباقي الطوابق : سيكون التقوس مزدوجا وستكون نسبة النحافة القصوى أكبر من  $(34)$  ولا يسمح الكود أن تتجاوز هذه النسبة  $(40)$  وهنا سيتم اعتمادها مساوية إلى  $(40)$  وحيث أن  $(k)$  تم اعتمادها مساوية إلى واحد فإن :

$$\frac{\ell_c}{r} = 40 \quad \frac{\ell_c}{0.3h} = 40 \quad \therefore \frac{\ell_c}{h} = 12$$

فإذا كان ارتفاع العمود  $(3m)$  فإن الأبعاد الدنيا اللازمة لأهمال تأثير النحافة تساوي :

$$h_{\min} = \frac{\ell_c}{12} = 0.25m = 250mm$$

ب- للهياكل غير المسندة ضد الازاحة الجانبية : هنا يتم فرض  $(k)$  مساوي إلى قيمة مناسبة يقررها المصمم بفرض أبعاد أولية للمقاطع . ومن ثم تحدد النسبة القصوى بين طول العمود إلى أبعاده . فلو تم فرض  $(k = 1.2)$  واعتماد أقصى نسبة نحافة مسموح بها للأعمدة القصيرة فإن :

$$\frac{1.2\ell_c}{r} = 22 \quad \therefore \frac{1.2\ell_c}{0.3h} = 22 \quad \therefore \frac{\ell_c}{h} = 5.5$$

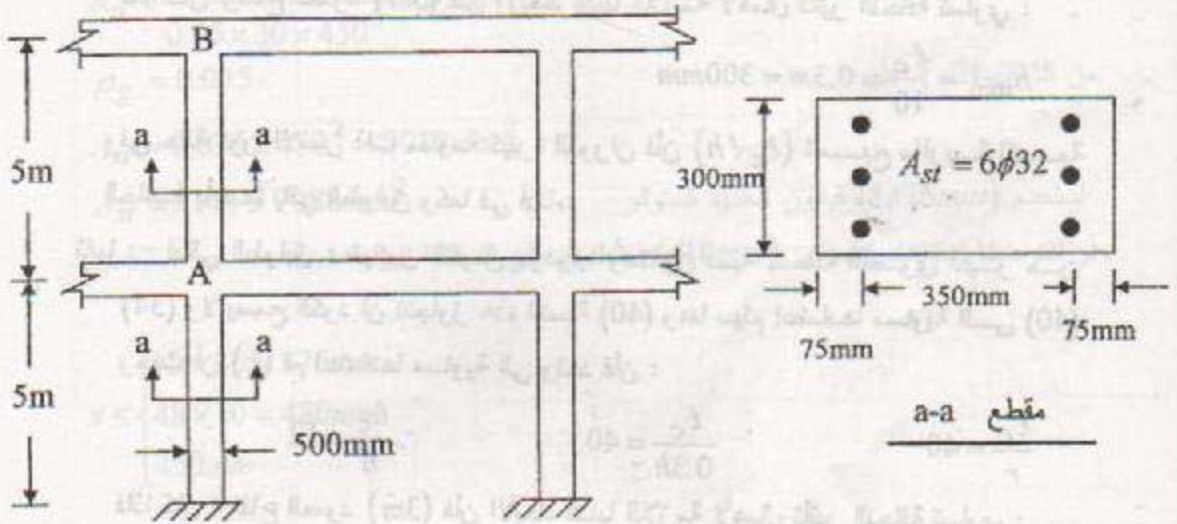
فإذا كان ارتفاع العمود  $(3m)$  فإن الأبعاد الدنيا اللازمة لأهمال تأثير النحافة تساوي :

$$h_{\min} = \frac{\ell_c}{5.5} = 0.545m = 545mm$$

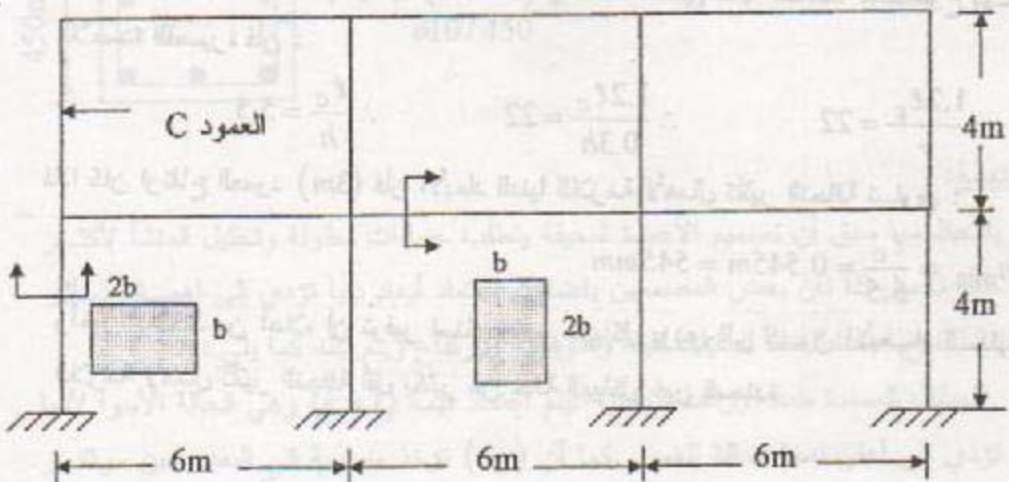
وأخيرا يلاحظ من أعلاه أن توفير إسناد جانبي للهياكل يؤدي إلى كون الأبعاد الدنيا اللازمة لإهمال تأثير النحافة أقل بكثير من حالة الهياكل غير المسندة .

### مسائل

1.12 الشكل أدناه يوضح جزء من هيكل بنائية خرسانية مسلحة مسندة ضد الإزاحة الجانبية  
جد العزوم القصوى المتساوية التي يمكن تسليطها على نهايات العمود (AB) علماً أن  
هذه العزوم تسبب تقوس مفرد وأن الحمل الحي الخدمي المسلط يساوي (250KN) و  
الحمل الميت الخدمي يساوي (300KN) وأن جماءة العتبات من الأعلى  
( $I_b / \ell_b = 0.00075 m^3$ ) ومن الأسفل ( $I_b / \ell_b = 0.00176 m^3$ ). كذلك اعتبر أن  
( $\ell_u = \ell_c = 5m$ )

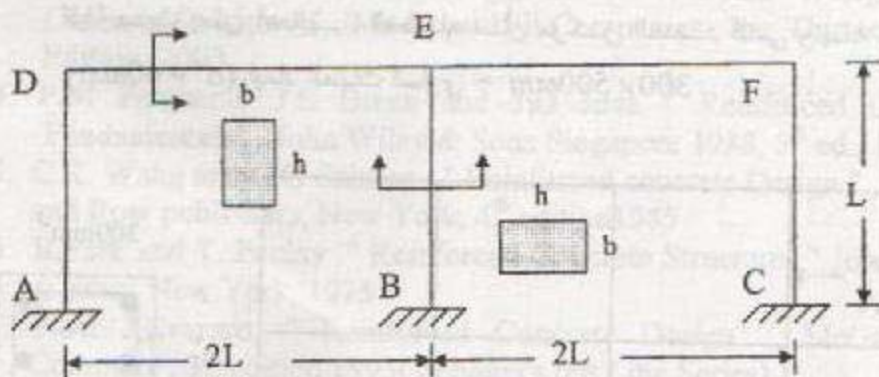


2.12 جد أقل أبعاد للعمود (C) للمنشأ الخرساني المسلح الموضح في الشكل أدناه بحيث يتم  
إهمال تأثيرات النحافة ، علماً أن المنشأ غير مسند ضد الإزاحة الجانبية كما أن العتبات  
والأعمدة لها نفس الأبعاد ، اعتبر أن ( $\ell_u = \ell_c = 4m$ ) .





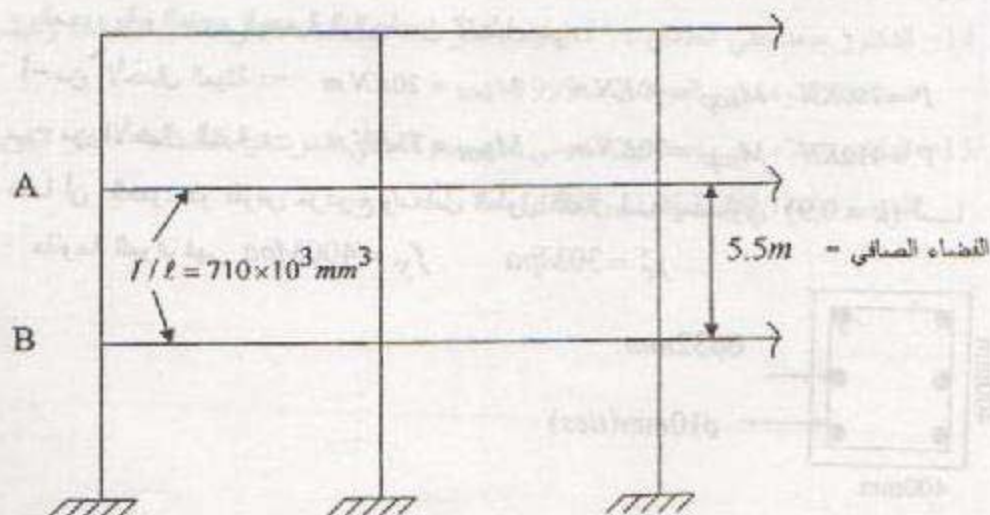
3.12 جد أقصى طول للعمود (BE) للهيكل الخرساني غير المسند ضد الإزاحة الجانبية والموضح في الشكل أدناه بحيث يتم إهمال تأثير النحافة . افترض أن  $(\ell_u = \ell_c = L)$  أبعاد العتبات تساوي أبعاد الأعمدة وتساوي  $(h = 500mm, b = 300mm)$



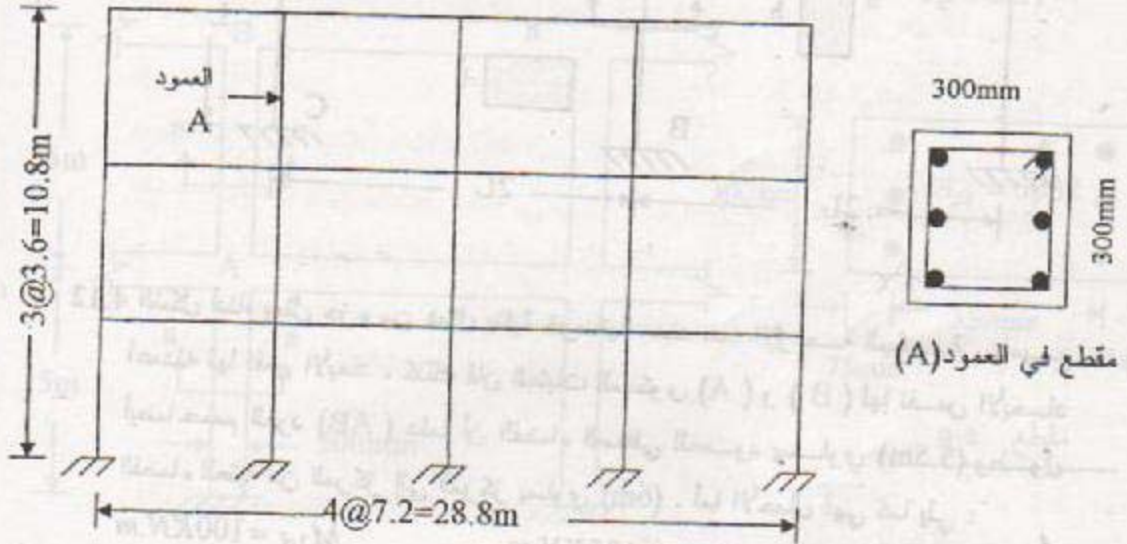
4.12 الشكل أدناه يمثل جزء من هيكل بنائية خرسانية مسند ضد الإزاحة الجانبية . جميع أعمدته لها نفس الأبعاد ، كذلك فإن العتبات للمستوى ( A ) و ( B ) لها نفس الأبعاد أيضا. صمم العود ( AB ) علما أن القضاء الصافي للعمود يساوي  $(5.5m)$  وطول القضاء للعتبة من المركز إلى المركز يساوي  $(6m)$  . أما الأحمال فهي كما يلي :

$$\begin{aligned} P_d &= 505KN & M_{2d} &= 125KN.m & M_{1d} &= 100KN.m \\ P_L &= 418KN & M_{2L} &= 312KN.m & M_{1L} &= 150KN.m \\ f'_c &= 30Mpa & f_y &= 400Mpa \end{aligned}$$

كذلك افترض أن أبعاد العمود تساوي  $(560mm \times 560mm)$  كقيم أولية .



5.12 دقق صلاحية العمود الداخلي (A) للهيكل المسند ضد الازاحة الجانبية أثناء . علما أن أبعاد الأعمدة تساوي (300x300mm) وهو مسلح بقضبان (6 $\phi$ 25mm) ومقاومة المواد هي  $f'_c = 30Mpa$  و  $f_y = 400Mpa$  . الحمل الحي الخدمي (480kN) والحمل الميت الخدمي (160kN) وقد تم احتساب العزوم فوجد أنها قليلة بحيث يمكن إهمالها. الغطاء من مركز الحديد إلى وجه الخرسانة (d' = 60mm). أبعاد العتبات تساوي 300x500mm



6.12 دقق صلاحية العمود في الشكل أدناه والذي أبعاده (400x400mm) ويمتد من مستوى الأسس حتى سقف الطابق الثاني لهيكل مسند ضد الازاحة الجانبية . طول العمود غير المسند يساوي ( $\ell_u = 6m$ ) والغطاء الصافي للحديد (50mm). القوى المحورية والعزوم الخدمية الناتجة من التحليل هي:-

أ- من الأحمال الميتة :-  $P = 750kN$   $M_{top} = 40kN.m$   $M_{bot} = 20kN.m$

ب- من الأحمال الحية :-  $P = 450kN$   $M_{top} = 70kN.m$   $M_{bot} = 35kN.m$

علما أن العمود ذو تقوس مزدوج ومعامل الطول الفعال له يساوي ( $k = 0.9$ ) أما

مقاومة المواد فهي  $f'_c = 30Mpa$   $f_y = 400Mpa$

