

الدليل
الانشائي
المبسّط

الجزء
الثامن

حساب وتصميم

الأساسات



المهندس
عماد درويش



الجزء
الثامن

الدليل
الانشائي
المبسّط

بسم الله الرحمن الرحيم

مقدمة

رَقِّعْهُ، إِنَّا نَعْلَمُ ذَلِكَ هَذَا **حساب وتصميم** الأريحية

الأساسات

٨

المهندس عماد درويش



٢٠٢٥

جميع الحقوق والتأليف والترجمة محفوظة لدار دمشق

طبعة أولى: ١٩٩١

طبعة ثانية: ١٩٩٦

طبعة ثالثة: ٢٠٠١

الكتاب: حساب وتصميم الأساسات

المؤلف: المهندس عماد درويش

التحضير الطباعي: مركز الفوال للفرز والمونتاج الإلكتروني

– فوال وتنبيكجي، هاتف: ٢٢٣٩٧٥٥

الناشر: دار دمشق للطباعة والنشر والتوزيع

دمشق – شارع بور سعيد – هاتف: ٢٢١١٠٤٨

فاكس: ٢٢١١٠٢٢

ص.ب: ٥٣٧٢

بسم الله الرحمن الرحيم

مقدمة

من المعروف أن التصميم الإنشائي لعناصر البيتون المسلح عموماً ، يتعامل مع علاقات تربط بين الحمولات من جهة . والإجهادات من جهة ثانية ...

إن هذه العلاقات ثابتة ، وهي لا تختلف باختلاف النظريات .

إلا أن حساب الأساسات كعناصر إنشائية ، بشكل خاص ، يدفع بالمصمم إلى التعامل مع علاقات أكثر تعقيداً من ذلك ، وبالتالي مع متحولات أكبر عدداً ، فارتباط هذه العناصر المكونة من مادة البيتون ، مع التربة التي تدخل كمادة جديدة في التصميم ، يجعل الحاجة إلى التعامل مع منظومة المتحولات التي تشكل نظريات المتانة ، أمر لا بد منه .

ومن المعروف أيضاً أن هذه المتحولات هي (الحمولات - الإجهادات - الانفعالات - الانتقالات) (Displacements- Strains- Stress- Loads) . وهي ترتبط فيما بينها بعلاقات مختلفة (خطية أو غير خطية) ، لتؤلف ما يسمى بعلاقات التشكيل ... أي العلاقات المشكّلة للمادة نفسها .

ولكن ... ورغم ذلك ، كانت المحاولة في هذا الكتاب ، تقديم أكبر ما يمكن من الفصل بين التربة كعلم مستقل ، وبين الأساسات كحساب

إنشائي . ولهذا كان الإيجاز في بدايات الكتاب كبيراً ، وذلك فيما يتعلق بالمعلومات الأساسية الخاصة بالتربة ، واللازمة للدخول إلى حقل الحساب الإنشائي للأساسات .

وإضافة لما سبق ، كان استعراض هذه المعلومات ، مختصراً ومقتناً ، بغية البقاء ضمن الموضوع الذي خصص له هذا الجزء من الدليل . . . أي الحساب الإنشائي للأساسات .

مقدمة

المقدمة

المقدمة

المقدمة

المقدمة

المقدمة

المقدمة

الفصل الأول .

مقدمة في الأساسات والتربة

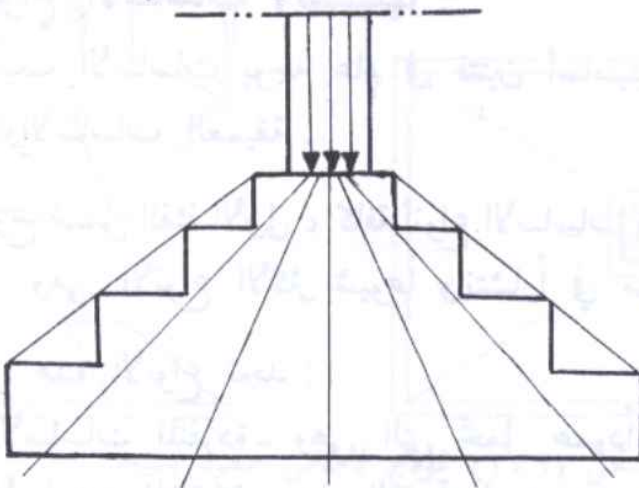
- ١ - ١ تعريف .
- ١ - ٢ أنواع الأساسات وتصنيفها .
- ١ - ٣ توزيع الحمولات على التربة .
- ١ - ٤ تحمل التربة وإجهاد الضغط المسموح .
- ١ - ٥ اختيار نوع الأساسات .

الفصل الأول

مقدمة في الأساسات والتربة

١ - ١ تعريف :

- تقوم الأساسات باعتبارها العناصر الانشائية التي تتلقى كافة الحمولات المتأتية من العناصر العلوية للمنشآت ، بنقل تلك الحمولات إلى التربة التي تستند إليها ويجري بعدئذ انتشار هذه الحمولات وتوزعها في تلك التربة ، باعتبارها تشكل رياضياً وفيزيائياً ، نصف فراغ لا نهائي



الشكل (١ - ١)

مخطط تقريبي لتوضيح كيفية تعريض الأساسات ، بغية تأمين انتشار الحمولات وتوزعها في التربة
(خطوط الانتشار مقربة من منحنية إلى مستقيمة)

- تعتبر التربة بوجه عام ، أقل تحملاً للضغط ، والجهود الأخرى ، من العناصر الإنشائية البيتونية . ولهذا السبب نجد أن الأساسات (وخاصة السطحية منها) تتمتع باتساع كبير لمساحة القاعدة ، قياساً بمساحة مقطع العناصر المستندة إليها (كالأعمدة والجدران) وهذا الاتساع يؤمن انتشار الحمولة داخل التربة المعنية .

ومن أجل تأمين الاستقرار المطلوب لتربة التأسيس ، وكذلك لتجنب تأثير الانعطاف الذي يعتبر جهداً خطراً على الأساسات ، يلجأ المصممون عادة إلى اعتماد النماذج والأبعاد الخاصة بالأساسات ، والتي تحقق قدراً من الهبوط غير المنتظم لها ، لا يزيد عن قيم مسموحة .

- إن الهدف النهائي لتصميم هذه العناصر ، هو تحقيق الأمان الكافي ، والمحقق للشروط الاقتصادية للإنشاء ، ويتم ذلك باختيار نوع الأساسات المناسبة ، وأبعادها وأعماق التأسيس ، بما يتناسب مع طبيعة التربة ونوع المنشأ والحمولات المطبقة وغيرها . . . وفي هذا السياق ، نجد أن فن التصميم في الأساسات يلعب دوراً فاعلاً في تحديد نوع الأساسات المختارة .

١- ٢ أنواع الأساسات وتصنيفها :

تصنيف الأساسات بوجه عام في فئتين أساسيتين ، هما الأساسات السطحية والأساسات العميقة .

تندرج ضمن الفئة الأولى ، كافة أنواع الأساسات التي تنفذ ضمن الحفر المكشوفة . وهي الأنواع الأكثر شيوعاً وانتشاراً في منشآت الأبنية .

ومن هذه الأنواع نجد :

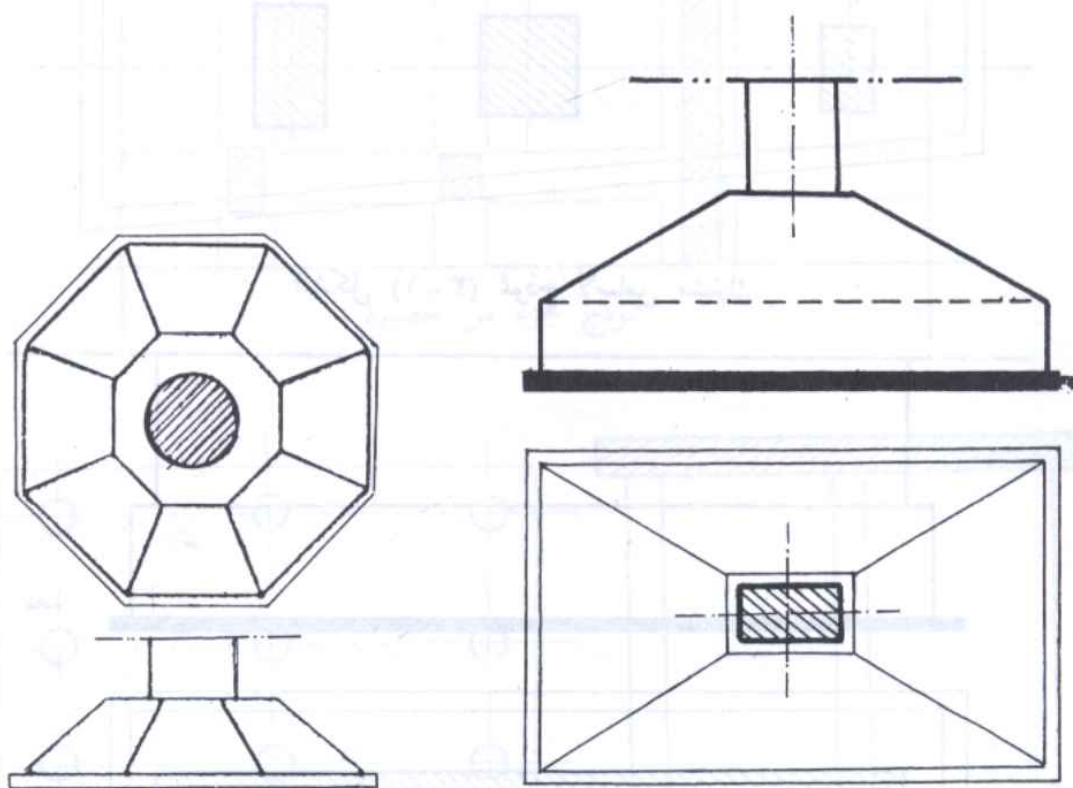
- الأساسات المنفردة - وهي التي تحمل عموداً واحداً .
- الأساسات المشتركة - وهي التي تحمل عمودين أو ثلاث أو أكثر . .
- الأساسات المستمرة - وهي التي تحمل جداراً مستمراً . وتدعى أيضاً بالأساسات الشريطية .

هذا وفي بعض الأحيان تعتبر الأساسات المشتركة ، نوعاً من أنواع الأساسات المستمرة .

- الأساسات البلاطية (الحصيرة) - وهي التي تحمل مجموعات مختلفة من الأعمدة والجدران ، الموزعة باتجاهات مختلفة . وقد تكون هذه الأساسات بجوائز أو بدون جوائز ..

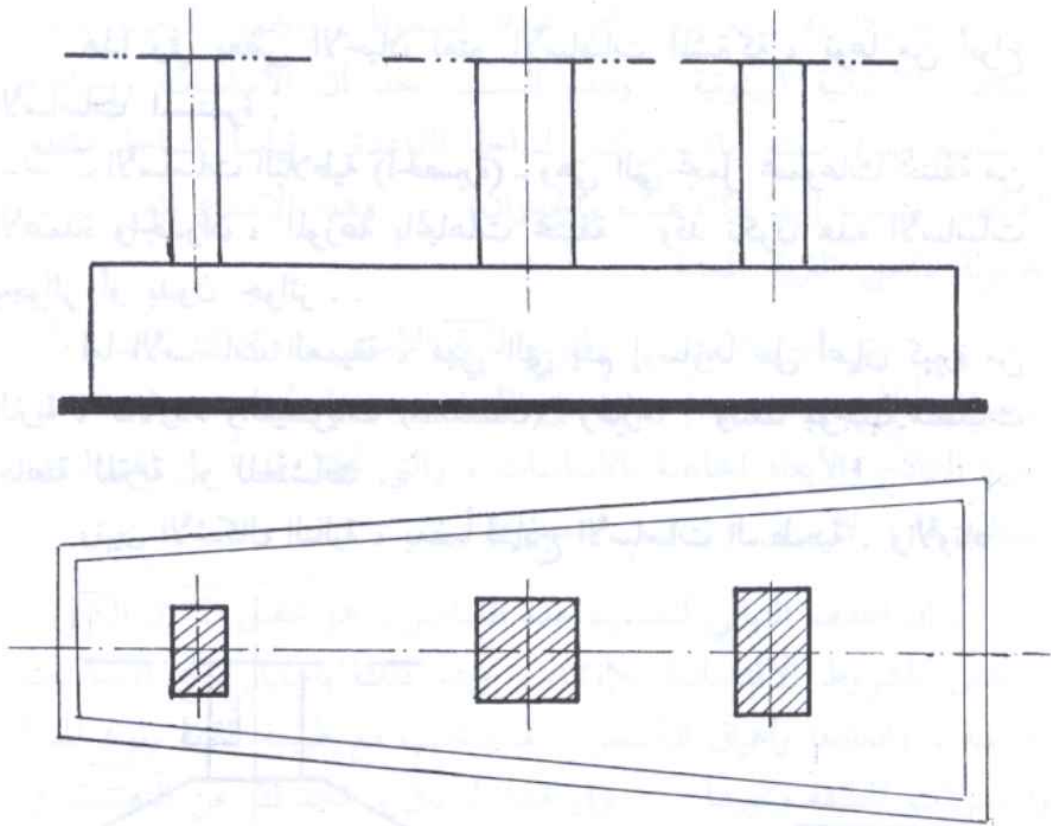
أما الأساسات العميقة ، فهي التي يتم إرساؤها على أعماق كبيرة من التربة ، كالأوتاد والقيسويات (Caissons)* وغيرها . وتنفذ بموجب متطلبات خاصة للتربة أو للمنشآت .

وتبين الأشكال التالية ، بعضاً لنماذج الأساسات السطحية . والأوتاد .

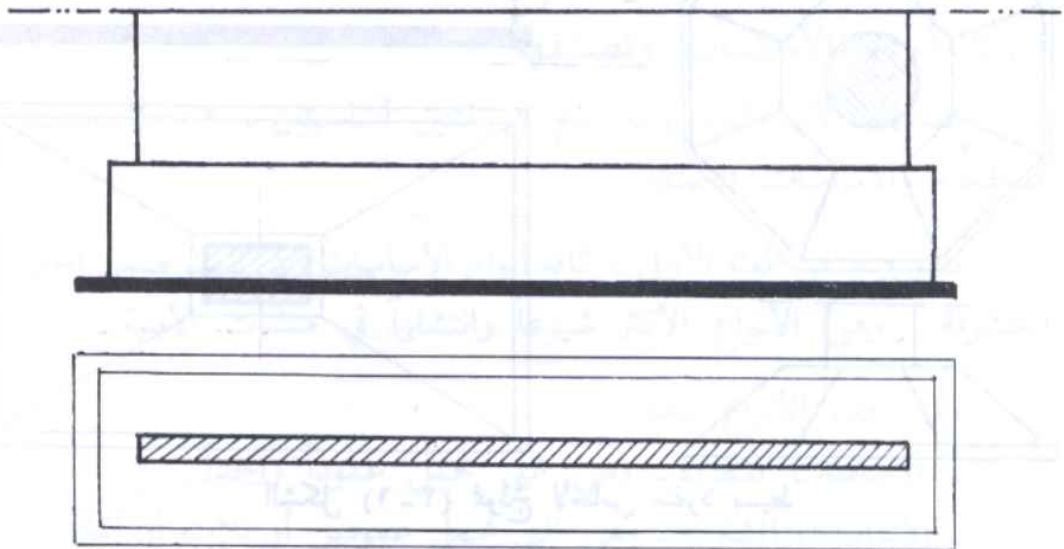


الشكل (١-٢) نموذج لأساس منفرد بسيط

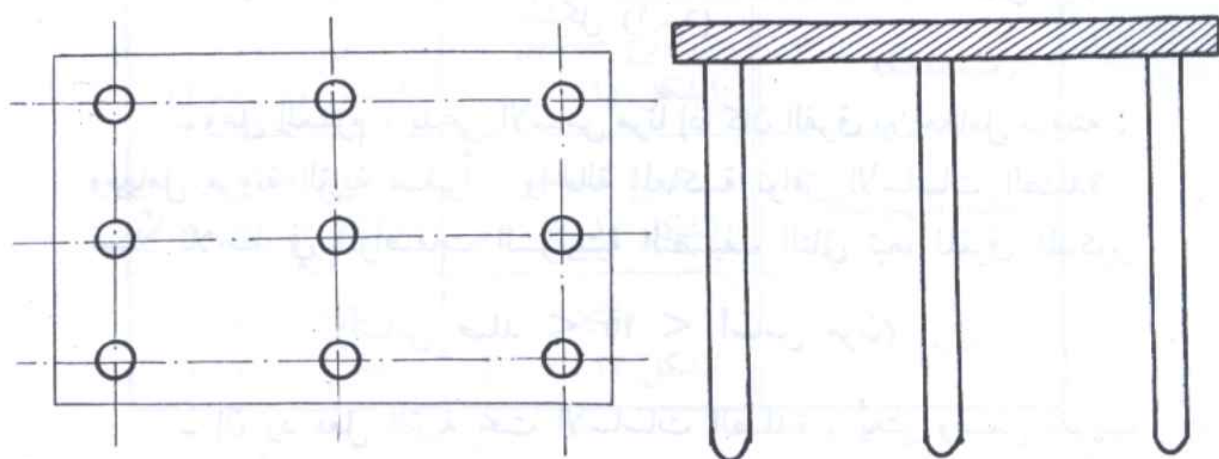
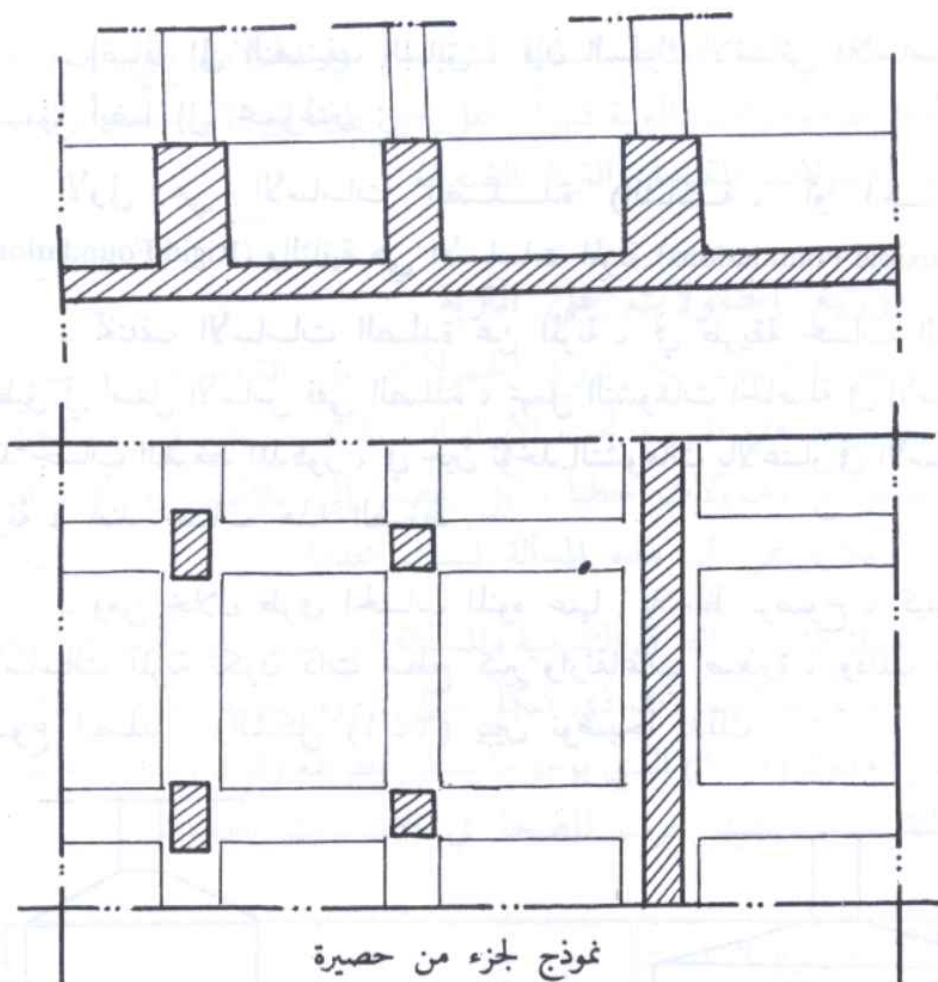
★ القيسون عبارة عن حجرة محكمة الاغلاق ، تستخدم لأعمال التأسيس ضمن الماء .



الشكل (١-٣) نموذج لأساس مشترك



الشكل (١-٤) نموذج لأساس مستمر



نموذج لأساس وتدي

الشكل (١ - ٥)

- إضافة إلى التصنيف السابق ، فإن السلوك الانشائي للأساسات ،
يقسمها أيضاً إلى مجموعتين :

الأولى هي الأساسات الصلدة (الثابتة ، أو الجاسئة)
(Rigid Foundations) والثانية هي الأساسات المرنة (Flexible Foundations) .

- تختلف الأساسات الصلدة عن المرنة ، في طريقة حساب الضغط
المطبق في أسفل الأساس ففي الصلدة ، تهمل التشوهات الحاصلة في الأساسات
عند حساب الضغط المذكور ، في حين تؤخذ التشوهات بالاعتبار في الأساسات
المرنة ، عند حساب هذا الضغط .

- ومن خلال طرق الحساب المنوه عنها ، يلاحظ بوضوح ، كيف أن
الأساسات المرنة تكون ذات سطح كبير وارتفاعات صغيرة ، وذلك مقارنة
بالنوع الصلد . والشكل (١ - ٦) يبين توضيحاً لذلك .



الشكل (١ - ٦)

- وعلى العموم ، يدعى الأساس مرناً إذا كان الفرق بين معامل مرونته ،
ومعامل مرونة التربة صغيراً . والحالة المعاكسة توافق الأساسات الصلدة .
فمثلاً نلاحظ في المواصفات السوفيتية التصنيف التالي تبعاً للفرق المذكور

(أساس صلد $< 10 <$ أساس مرن)

- إن رد فعل التربة تحت الأساسات الصلدة ، يُعتبر وضمن تقريب
معقول منتظماً ، في حين أن ردود الأفعال تحت الأساسات المرنة تكون مختلفة بين
نقطة وأخرى ، لذلك فالهبوطات أيضاً تكون مختلفة .

- يجري استخدام الأساسات الصلدة ، في الحالات التي تكون فيها الحمولات صغيرة وتحمل التربة كبيراً ، على حين يلجأ إلى الأساسات المرنة ، في حالات الحمولات الكبيرة والتربة الضعيفة .

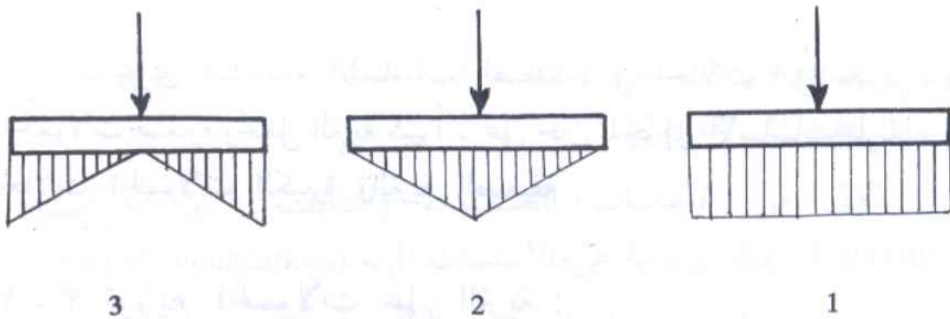
١-٣ توزيع الحمولات على التربة :

- يميز الباحثون بين توزيع الحمولات على التربة تحت الأساسات الصلدة ، وبين هذا التوزيع تحت الأساسات المرنة . ولكن في كلتا الحالتين لا يكون توزيع الحمولات خطياً ، بل يخضع إلى علاقات وصيغ رياضية معقدة . علاوة عن أن هذه المسألة ليست محددة .

- هناك كثير من الطرق التقريبية والمبسطة التي تسهل هذا الأمر من خلال اعتبارها أن توزيع الحمولات ذي شكل خطي . ومن هذه الطرق ما يوضحه باختصار الجدول (١ - ١) الذي يوجز ما يسمى بطريقة (كيرن) ، مع العلم بأن هذا التقريب ، يكون أقرب للصحة في الأساسات الصلدة .

نوع التربة	نوع الاساسات	
	اساسات صلدة	اساسات مرنة
رملية مفككة	توزع مستطيل الشكل (١ - ٧ - ١)	توزع مثلثي الشكل (١ - ٧ - ٢)
غضارية متماسكة	توزع مستطيل الشكل (١ - ٧ - ١)	توزع مستطيل الشكل (١ - ٧ - ١)
صخرية	مثلثين الشكل (١ - ٧ - ٣)	توزع مستطيل الشكل (١ - ٧ - ١)

الجدول (١ - ١) شكل توزيع الحمولات على التربة



الشكل (١ - ٧)

١ - ٤ تحمل التربة وإجهاد الضغط المسموح :

- يحدث انهيار الأساسات نتيجة أحد سببين .. أولهما خروج بيتون الأساس عن طاقته في تحمل الجهود المختلفة ، وهذا الأمر ليس له أية علاقة بالتربة ، والسبب الآخر يتعلق بتربة التأسيس ، التي يمكن أن تنهار نتيجة القص المفاجيء . أو التي يمكن أن يحدث فيها هبوطاً متبايناً يزيد عن القيم المسموحة . أو هبوطاً كلياً كبير القيمة أيضاً .

- ومن أجل ضمان العمل الفعال والمناسب للتربة ، فإنه يتم اختيار معامل أمان مناسب لمنع الانهيار والهبوط معاً .

- يعبر مصطلح (قدرة تحمل التربة الأعظمي) « σ_u » عن الضغط (الاجهاد) الذي تتعرض له المساحة الملامسة للتربة من الأساس ، والذي تنهار معه التربة بسبب القص ، أو الذي يحدث فيها هبوطاً كلياً ، أو فروقاً في الهبوط ، تزيد عما هو مسموح . أما تحمل التربة الأمين ، أو المسموح فهو الضغط الذي تكون معه تشوهات التربة المعنية مرنة «العلاقة بين الاجهادات والتشوهات خطية» . وسنرمز لهذا الاجهاد بـ (σ_A) . والذي يمكن أن يسمى أحياناً بالضغط القياسي .

إن قيمة (σ_A) هذه ، تؤخذ من حاصل قسمة (σ_u) على معامل أمان مناسب يتراوح بين (2-5) عادةً .

$$(١ - ١) \quad \sigma_A = \frac{\sigma_u}{f_s}$$

- إن قدرة تحمل التربة ، تتعلق بخصائصها الفيزيائية والميكانيكية عموماً ، وبزاوية الاحتكاك الداخلي فيها ، على وجه الخصوص .

- يتم الحصول على قدرة تحمل التربة ، بطرق عديدة . . . فهي إما تحسب تحليلاً ، كما سنجد ، أو تحدد من خلال تجارب حقلية أو مخبرية ، باعتماد على بعض خصائص التربة ، أو تؤخذ من مواصفات قياسية (جدولية أو بيانية) مختصة بذلك . . .

★ إن الطرق التحليلية لحساب (σ_u) كثيرة ومتعددة . . . فهي قد تعتمد على نظريات المرونة أو نظريات اللدونة ، (التوازن اللدن) ، إضافة إلى الطرق التقليدية لحساب الضغط .

- من هذه الطرق نورد معادلات ترزاكي ، المعتمدة على نظريات التوازن اللدن للتربة :

١ - حالة الأساسات المربعة أو المستطيلة :

$$(٢ - ١) \quad \sigma_u = \gamma \cdot H_f \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + C \cdot N_c \left(1 + 0.3 \frac{B}{A}\right)$$

٢ - حالة الأساسات الدائرية :

$$(٣ - ١) \quad \sigma_u = \gamma \cdot H_f \cdot N_q + \gamma \cdot R \cdot N_\gamma + 1.3 C \cdot N_c$$

٣ - حالة الأساسات المستمرة :

$$(٤ - ١) \quad \sigma_u = \gamma \cdot H_f \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + 1.3 C \cdot N_c$$

حيث :

γ = الوزن الحجمي للتربة .

H_f = عمق التأسيس ، الذي يساوي إلى المسافة بين أخفض نقطة على الأرض الطبيعية وأسفل الأساس المدروس .

$A \cdot B$ = طول الأساس وعرضه على التوالي (B - العرض) .

R = نصف قطر الأساس ، عندما يكون دائرياً .

C = تماسك التربة .

N_c, N_q, N_γ = معاملات متعلقة بزاوية الاحتكاك الداخلي للتربة . وهي كما يلي :

(ϕ°)	0	5	10	15	20	25	27.5	30	32.5	35	40	45
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	13.9	18.4	24.6	33.3	64.2	135
N_γ	0	0.2	0.4	1.4	3.6	8.2	12.2	18.0	27.2	40.8	95.4	241
N_c	5.14	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	24.9	30.1	37.0	46.1	75.3	134

الجدول (١ - ٢)

ويشار هنا إلى أن العلاقات السابقة ، تصلح فقط من أجل الأساسات المنفذة على أعماق صغيرة ، والتي تحقق المتراجحة ، $(\frac{H_f}{B} \leq 1)$

* كتطبيق عددي على علاقات ترزاكي ، لنحسب إجهاد الضغط المسموح لتربة ذات تماسك $(C=1 \text{ kg/cm}^2)$ وزاوية احتكاك داخلي $(\phi=10^\circ)$.
والحاملة لأساس مستطيل أبعاده $(2 \times 3 \text{ m})$ ، منفذ على عمق قدره (1.5 m) من سطح التربة .. والوزن الحجمي لتربة التأسيس $(\gamma=1600 \text{ kg/m}^3)$. معامل الأمان المطلوب $(f=4)$.

الحل :

نتأكد من أن $(\frac{H_f}{B} < 1)$ ، ونطبق العلاقة (١ - ٢) :

$$\sigma_u = 1600(10^{-6}).150N_q + 0.4 \times 1600(10^{-6}) 200N_\gamma + 1.N_c (1 + 0.3 \frac{200}{300})$$

$$\phi=10^\circ \Rightarrow N_q=2.5 , N_\gamma=0.4 , N_c=8.3$$

$$\sigma_u = 10.6 \text{ Kg/Cm}^2 \quad \text{إذن}$$

وبالتالي يكون التحمل المسموح :

$$\sigma_A = \frac{10.6}{4} = 2.65 \text{ Kg/Cm}^2$$

* ملاحظة :

تستخدم المواصفات القياسية المصرية العلاقات السابقة على النحو التالي :

$$(1 - \xi - 1) \quad \sigma_u = \gamma_1.H_f.N_q.K_d + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} .N_\gamma.K_b + C.N_c.K_c$$

حيث :

γ_1 = الوزن الحجمي للتربة فوق منسوب التأسيس .

γ_2 = الوزن الحجمي للتربة تحت منسوب التأسيس .

K_d, K_b, K_c = معاملات تتعلق بشكل الأساس ، وتؤخذ من الجدول التالي :

K_d, K_c	K_b	شكل الاساس
1.0	1.0	مضلع
$1-0.3 \frac{B}{A}$	$1-0.4 \frac{B}{A}$	مستطيل
1.3	0.6	مربع أو دائري

الجدول (١ - ٢ - ١)

أما قيم (N_q, N_γ, N_c) ، فهي كما وردت في الجدول (١-٢) .

* إضافة الى ما سبق يمكن استخدام العلاقة التالية لحساب الضغط المسموح مباشرة :

$$\sigma_A = K [x.C + \gamma(y.B + z.H_f)] \quad (٥ - ١)$$

حيث (K) معامل يؤخذ كما يلي :

$K=0.6-0.8$ إذا كان منسوب التأسيس تحت منسوب المياه الجوفية .

$K=1$ في بقية الحالات .

C = تماسك التربة (Kg/Cm^2) .

B = عرض الأساس المدروس .

H_f = عمق التأسيس .

γ = الوزن الحجمي للتربة المتوضعة فوق الأساس في الحالة الجافة

(دون اعتبار تأثير الماء إن وجد) .

x, y, z = عوامل تتعلق بزاوية الاحتكاك الداخلي للتربة ، وتؤخذ من

الجدول التالي بما يتوافق مع المواصفات القياسية السوفيتية :

ولو طبقنا المثال السابق مع هذه العلاقة سنجد :

$$x = 4.17$$

$$\phi = 10^\circ \text{ من أجل}$$

$$y = 0.18$$

$$z = 1.73$$

$$\sigma_A = [4.17 \times 1 + 1700(10^{-6}) (0.18 \times 200 + 1.73 \times 150)]$$

$$\sigma_A = 4,67$$

ومن الملاحظ أن المعادلة الأخيرة تعطي قيماً أكبر للضغط القياسي المسموح . (من أجل معامل أمان أصغر) .

z	y	x	(ϕ) بالدرجات
1.00	0	3.14	0
1.12	0.03	3.32	2
1.25	0.06	3.51	4
1.39	0.10	3.71	6
1.55	0.14	3.93	8
1.73	0.18	4.17	10
1.94	0.23	4.42	12
2.17	0.29	4.69	14
2.43	0.36	5.00	16
2.72	0.43	5.31	18
3.06	0.51	5.66	20
3.44	0.61	6.04	22
3.87	0.72	6.45	24
4.37	0.84	6.90	26
4.93	0.98	7.40	28
5.59	1.15	7.95	30
6.35	1.34	8.55	32
7.21	1.55	9.21	34
8.25	1.81	9.98	36
9.44	2.11	10.80	38
10.84	2.46	11.73	40
12.50	2.87	12.77	42
14.48	3.37	13.96	44
15.64	3.66	14.64	45

الجدول (١ - ٣)

* ملاحظات :

- ١ - في العلاقات السابقة نعتبر ($C=0$) من أجل الترب الرملية المفككة و ($\phi=0$) من أجل الترب الغضارية السيلتية .

٢ - عندما يطلب حساب الضغط الصافي على التربة ، تحت منسوب التأسيس مباشرة فإنه تطرح من العلاقات السابقة قيمة الضغط الناجم عن وزن التربة فوق منسوب التأسيس ، أي المقدار $(\gamma \cdot H_f)$.

٣ - عندما تحتوي التربة على مياه جوفية على عمق يساوي عمق التأسيس (H_f) ، فإن قيم (σ_u) في العلاقات السابقة (١ - ٢ ، ١ - ٣ ، ١ - ٤) تضرب بمعامل تخفيض قدره (0.50) .

أما إذا كانت المياه المذكورة على عمق يساوي إلى عرض الأساس (B) ، فإن العلاقات المنوه عنها لا تتغير .

وما بين الارتفاعين المذكورين يؤخذ معامل التخفيض بالتناسب الخطي الشكل (١ - ٨) ، حيث يتم ذلك وفقاً لما يلي :

يتم ضرب كل حد في العلاقات السابقة ، متضمن (N_q) ، بمعامل التخفيض (α) ، وكل حد متضمن (N_γ) بمعامل التخفيض (β) .

حيث (α, β) معاملان يتعلقان بالنسبتين

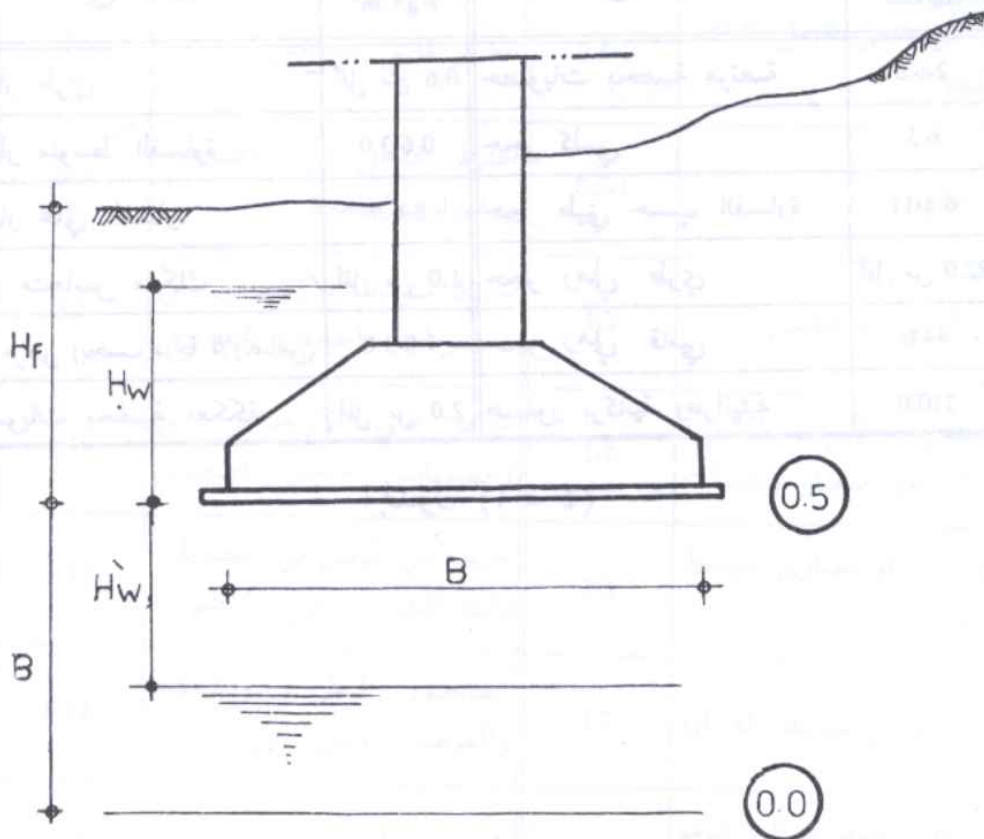
$$\left(\frac{H'_w}{B} , \frac{H_w}{H_f} \right)$$

ويؤخذان من الجدول التالي :

قيم معامل التخفيض (α)											
النسبة $\frac{H_w}{H_f}$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
قيمة (α)	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
قيم معامل التخفيض (β)											
النسبة $\frac{H'_w}{B}$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
قيمة (β)	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.0

الجدول (١ - ٣ - ١)

وكتطبيق على إجهاد الضغط المسموح - انظر المثال في الفقرة (٢-٥-١) .



الشكل (١-٨)

معاملات التخفيض لقدرة تحمل التربة في حال وجود مياه جوفية

٤ - تبين الجداول التالية بعض القيم القياسية التي يمكن الاستئناس بها، لإجهاد الضغط المسموح على الأنواع المختلفة للتربة .

فاجدول (١-٤) يعطي تلك القيم بالاستناد إلى الشروط البريطانية الواردة في (CP 101) و (CP 2004) . كما يعطي الجدول (١-٥) ، القيم المعتمدة في نقابة المهندسين السوريين . في حين تتوافق معطيات الجدول (١-٦) مع الكودات الفرنسية .

نوع التربة	الاجهاد المسموح Kg/Cm ²	نوع التربة	الاجهاد المسموح Kg/Cm ²
غضار طري	أقل من 0.6	حصىات بحصية مرتصة	2-6.5
غضار متوسط القساوة	0.6-3.0	حجر كلسي	6.5
غضار عالي القساوة	3-6.5	حجر طيني حسب القساوة	6.5-11
رمل متجانس مفكك	أقل من 1.0	حجر رملي طري	أقل من 22.0
رمل مرتص (بحسب درجة الارتصاص)	1.0-3.0	حجر رملي قاسي	44.0
حصىات بحصية مفككة	أقل من 2.0	صخور بركانية وجرانيتية	110.0

الجدول (١ - ٤)

نوع التربة	الاجهاد المسموح Kg/Cm ²	نوع التربة	الاجهاد المسموح Kg/Cm ²
خليط طري من الرمل الناعم والسيلت	0.5-1	غضار قاسي متجانس	3-6
رمل سيلتي	0.5-1	خليط مخلخل من الحصى والحجارة الصغيرة	3-6
غضار أو سيلت مخلخل	1-2	خليط متوسط الارتصاص من الحصى والحجارة الصغيرة	5-7
خليط مخلخل من الرمل متوسط النعومة إلى الخشن مع الغضار أو السيلت	1-2	خليط عالي الارتصاص من الحصى والحجارة الصغيرة	7-10
سيلت رملي أو غضاري متوسط القساوة	1-3	خليط عالي الرص من الحصى ذات التدرج الحبي المتظم	8-12
غضار متجانس متوسط القساوة	1-3	الصخور الطرية والمتآكلة والمعرضة لعوامل جوية	8-12
خليط متوسط الارتصاص من الرمل الناعم إلى المتوسط ، مع الغضار أو السيلت	2-3	الصخور الغضارية المتينة	8-12
سيلت قاسي متجانس	2-4	الصخور الرسوبية القاسية وغير الحاوية على فراغات	15-25
خليط متوسط الارتصاص من الرمل المتوسط إلى الخشن مع الغضار أو السيلت	2-4	الصخور المتحولة متوسط أو عالية القساوة	30-40
رمل ناعم عالي الارتصاص	3-4	الصخور البركانية القاسية	60-100
خليط عالي الرص من الرمل المتوسط إلى الخشن مع الغضار	3-5	الصخور من الغرانيت والبازلت والصوان	60-100

الجدول (١ - ٥)

نوع التربة	الاجهاد المسموح Kg/Cm ²	نوع التربة	الاجهاد المسموح Kg/Cm ²
تربة زراعية جافة	0.2-0.75	غضار جاف مرتص	3-5
تربة زراعية رطبة	0.2-0.75	تربة رملية جافة	2-3
تربة زراعية مشبعة	0.2-0.75	تربة رملية رطبة	1-1.5
تربة زراعية مرتصة	1-1.5	تربة بحصية جافة	5-8
ردميات قديمة مرصوصة	0.7-1	تربة بحصية رطبة	3-5
غضار جاف	1-2	تربة حوارية جافة	4-5
غضار رطب	1-2	تربة حوارية رطبة	5-7
غضار لدن	1-2	تربة حوارية عالية الكثافة	5-8
غضار رملي جاف	2-3	غضار كلسي مرتص	3-8
غضار مبحص رطب	1-1.5	صخور مختلفة	10-30

الجدول (١ - ٦)

١-٥ اختيار نوع الأساسات :

تختصر الإجراءات الواجب اتباعها قبل اختيار وتحديد نوع الأساسات التي سيقام عليها منشأ ما ، في جمع المعلومات عن تربة التأسيس ، وموقع المنشأ ، وطبيعته والحمولات التي ستعرض لها الأساسات إضافة إلى المعلومات الاقتصادية عن أسعار المواد الأولية وتكاليف الإنشاء وغيرها .

إلا أن دراسة موقع المنشأ ، وتربة التأسيس ، تعتبر من أهم هذه المعلومات لكونها على تماس مباشر بعملية التصميم . لذلك يتوجب على المهندس الدارس قبل تحديد نوع الأساسات ، القيام بزيارة ميدانية إلى الموقع بغية معاينته ، والتأكد من وجود أو عدم وجود منشآت مجاورة ، وبالتالي تكوين تصور أولي عن كيفية تنفيذ أعمال الحفر والصب . إضافة إلى وضع اقتراحات مبدئية عن طرق تدعيم الحفريات لمنعها من الانهيار . إن احتياج الأمر ذلك .

هذا من حيث الموقع ، أما من حيث تحديد طبيعة التربة وخصائصها المختلفة ، فإن ذلك يجري بواسطة آبار اختبارية تحفر في الموقع ، أو بواسطة دق الأوتاد ... أو بطرق أخرى .

وبالنتيجة تكون الغاية مما سبق ، هي الحصول على معلومات تمكن المصمم من توصيف التربة ...

ومن أهم المعلومات التي يحتاجها المصمم عن تربة التأسيس :

- ١ - قدرة التحمل الأعظمية للتربة ، والتحمل المسموح لها .
- ٢ - ارتفاع منسوب المياه الجوفية (ان وجدت) .
- ٣ - الهبوط الحدي ، والهبوط المسموح للتربة .
- ٤ - عمق التأسيس المقترح .
- ٥ - الخصائص الأخرى للتربة ، كالاحتكاك والتماسك وغيرها ...

هذا وقد جرت العادة بأن يقوم مهندسو التربة المختصون ، بتقديم تقرير مفصل عن هذه المعلومات ، وذلك على ضوء زياراتهم الحقلية ، وتجاربهم على تربة الموقع .

إن هذه المعلومات ، إضافة إلى طبيعة المنشأ وقيم الحمولات المطبقة وشكل توزيعها على الأساسات ، يلعب الدور الرئيسي في اختيار نوع الأخيرة ، أي الأساسات

فعلى سبيل المثال ، تعتبر الأساسات المنفردة ، حلاً اقتصادياً ، في حالة الحمولات الصغيرة ، والتربة ذات المقاومة الجيدة ، في حين أن الأساسات على هيئة حصيرة كاملة تكون الحل الأمثل لأساسات منشأ ضخمة ذي حمولات كبيرة ، على تربة ضعيفة ... كما توضح الفصول التالية .

الفصل الثاني .

الأساسات المنفردة

٢-١ معلومات أولية .

٢-١-١ تعريف .

٢-١-٢ نماذج الأساسات المنفردة .

٢-١-٣ أماكن وحالات الاستخدام .

٢-١-٤ الحملات التصميمية .

٢-٢ الاشتراطات الخاصة بأبعاد الأساسات المنفردة وتسليحها .

٢-٢-٣ الأساسات المنفردة وظاهرة الهبوط

٢-٢-٣-١ تحقيق الهبوط المتساوي بين الأساسات المنفردة .

٢-٢-٤ تصميم الأساسات المنفردة تحت الحملات المركزية

٢-٢-٤-١ الأساسات البيتونية المسلحة .

٢-٢-٤-٢ الأساسات غير المسلحة .

٢-٢-٤-٣ نموذج لدراسة الثقب في الأساسات .

٢-٥ تطبيقات عددية

٢-٥-١ تطبيق أول - أساس هرمي مسلح (مستطيل القاعدة)

- ٢-٥-٢ تطبيق ثاني - أساس هرمي مسلح (مرن)
- ٢-٥-٣ تطبيق ثالث - أساس هرمي مسلح (مربع القاعدة)
- ٢-٥-٤ تطبيق رابع - أساس هرمي من البيتون العادي
- ٢-٥-٥ تطبيق خامس - أساس صندوقي من البيتون العادي .
- ٢-٥-٦ تطبيق سادس - أساس صندوقي مسلح .

- ٢-٦ تصميم الأساسات المنفردة تحت الحمولات اللا مركزية .
- ٢-٦-١ معلومات أساسية

- ٢-٧ اللا مركزية باتجاه واحد .

- ٢-٨ تطبيقات عددية :

- ٢-٨-١ تطبيق أول - أساس طرفي .
- ٢-٨-٢ تطبيق ثاني - توزيع الاجهادات تحت أساس مستطيل .
- ٢-٨-٣ تطبيق ثالث - أساس هرمي مسلح .
- ٢-٨-٤ تطبيق رابع - تحقيق أساس صندوقي مسلح .

- ٢-٩ اللا مركزية باتجاهين .

- ٢-١٠ تطبيقات عددية

- ٢-١٠-١ تطبيق أول - أساس معرض لضغط كامل .
- ٢-١٠-٢ تطبيق ثاني - أساس معرض لضغط وشد .
- ٢-١٠-٣ تطبيق ثالث - أساس معرض لضغط وشد .
- ٢-١٠-٤ تطبيق رابع - أساس معرض لضغط وشد .

الفصل الثاني ...

الأساسات المنفردة

٢-١ معلومات أولية :

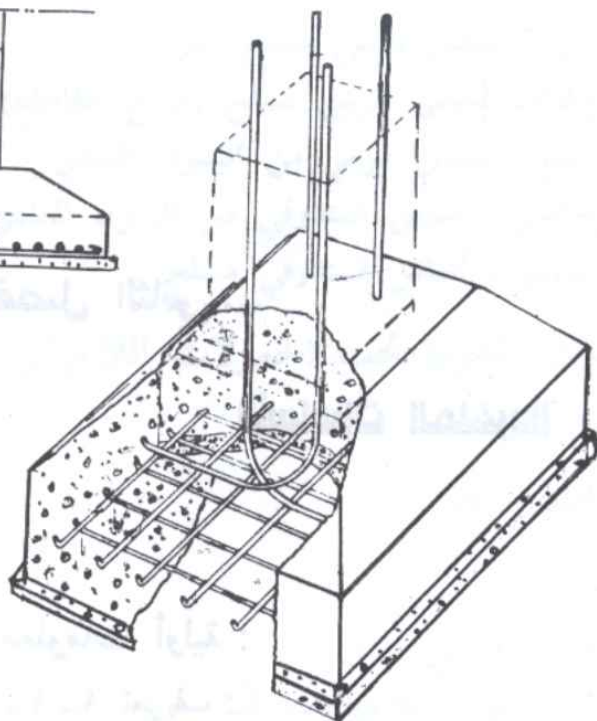
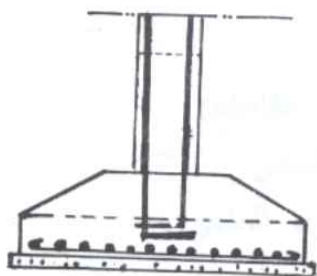
٢-١-١ تعريف :

الأساس المنفرد هو العنصر الانشائي الحامل لقوة مركزة منقولة من عمود . والقادر على توزيع هذه الحمولة على التربة ، من خلال اتساع سطحه ، وقدرته على مقاومة الجهود المختلفة التي تسببها القوة المذكورة (ضغط ، انعطاف ، قص ، ثقب ...) وبعبارة ثانية فالأساس المنفرد هو عملية تعريض لقاعدة العمود ، بغية توزيع الحمولات ضمن التربة .

٢-١-٢ نماذج الأساسات المنفردة :

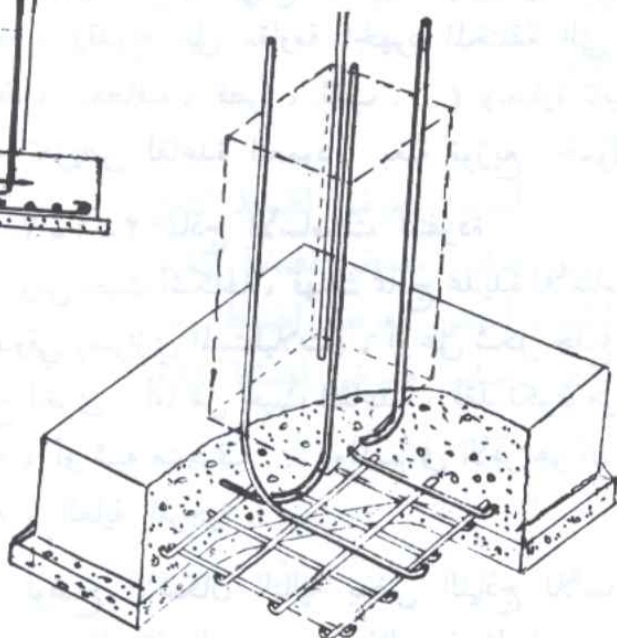
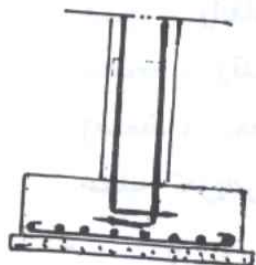
ومن حيث أشكالها ، فهناك نماذج عديدة للأساسات المنفردة ... فمنها الصندوقي (متوازي المستطيلات) ، أو على شكل جذع هرم ، أو المتدرج ... ونماذج أخرى . أما من حيث القاعدة ، فقد تكون مربعة ، أو مستطيلة ، أو دائرية ، أو شبه منحرف ... والمهم في الأمر هو أن يحقق الأساس أيما كان شكله ، الغاية المرجوة .

توضح الأشكال التالية بعض النماذج للأساسات المنفردة المصبوبة بالمكان ، والمسبقة الصنع ، من البيتون المسلح .



أساس منفرد بشكل جذع
هرم مصبوب بالمكان

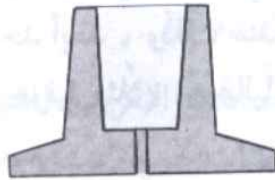
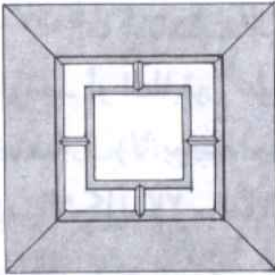
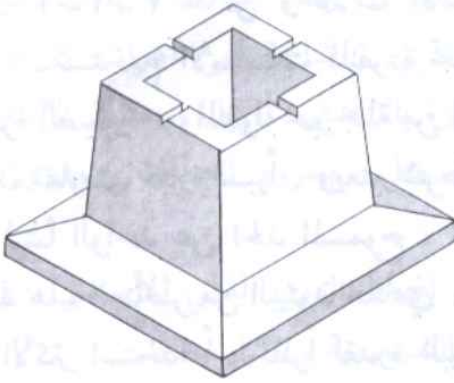
الشكل (١-٢)



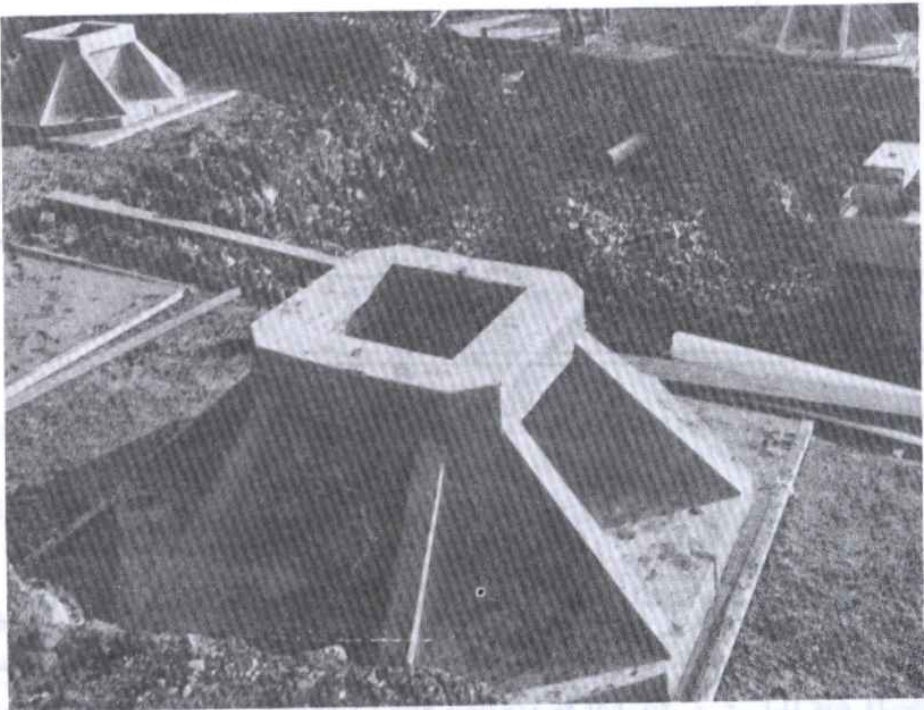
أساس منفرد صندوقي
مصبوب بالمكان

الشكل (٢-٢)

نموذج لأساس منفرد
مسبق الصنع



الشكل (٢ - ٣)



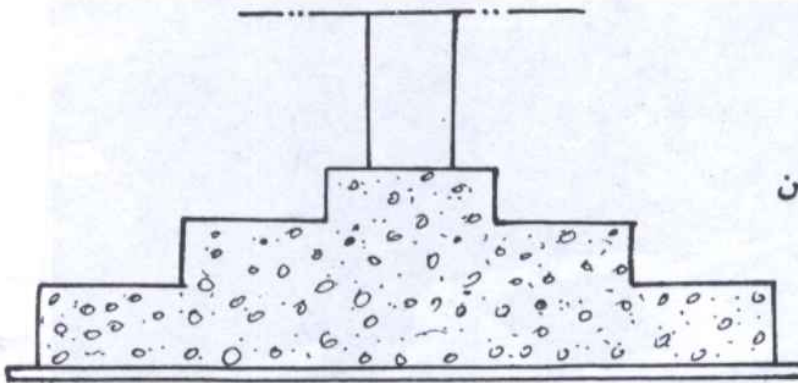
الشكل (٢ - ٤) نموذج لأساس منفرد مسبق الصنع

٢-١-٣ أماكن وحالات الاستخدام :

- تستخدم الأساسات المنفردة تحت المنشآت العادية ، ذات الحمولات المركزة الصغيرة ، والمنقولة عبر جملة من الأعمدة المتباعدة ، وذلك في الترب التي تكون مقاومتها كبيرة نسبياً . ويعتبر شرط عدم زيادة فرق الهبوط بين الأساسات في المنشأ الواحد عن الحد المسموح ، هو أهم شروط استخدام هذا النوع . وتنفذ هذه العناصر من البيتون العادي ، أو الكتلي ، أو المسلح . إلا أن الأخير هو الأكثر استخداماً ، نظراً لقدرة البيتون المسلح على مقاومة الانعطاف .

أما أساسات البيتون العادي أو الكتلي فتستخدم في الأبنية ذات الطابق الواحد أو الطابقين على حد أبعد ، وذلك عندما لا تفرض ظروف التربة شروطاً خاصة . (لا يوجد مياه جوفية مثلاً) . وغالباً ما تكون هذه الأنوع متدرجة كما في الشكل (٢-٥) .

هذا وقد تسليح هذه الأساسات أحياناً بتسليح خفيف .



نموذج لأساس متدرج من
البيتون العادي

الشكل (٢-٥)

٢-١-٤ الحمولات التصميمية :

تصمم الأساسات المنفردة (والأنواع الأخرى للأساسات بشكل عام) ، لتلقي كافة الحمولات الدائمة والمؤقتة ، الستاتيكية والديناميكية ، المنقولة عبر الأعمدة ، من الأجزاء أو العناصر العلوية للمنشآت . . . مع التذكير بأنه يجب تخفيض الحمولات الحية في منشآت الأبنية متعددة الطوابق ، تبعاً للكدود المعتمد في التصميم .

وفي الحالات الخاصة التي تفرضها ظروف المنشآت ، تؤخذ حمولات الرياح ، والحمولات الديناميكية الأخرى ، الناجمة عن الهزات الأرضية ، والزلازل ، والانفجارات في تربة مجاورة بالاعتبار . وبهذا نجد أن الأساسات المنفردة يمكن أن تتعرض الى قوى ضغط ، وعزوم انعطاف ، وقوى قص أفقية .

تتطلب بعض حالات التصميم إضافة الوزن الذاتي للأساس ، ووزن التربة المردومة فوقه إلى الحمولات التصميمية ، كما سنجد .

وهناك بعض طرق الحساب المبسطة التي تشير الى تصعيد الحمولات التصميمية أيضاً ، بعوامل أمان معينة .

هذا ويمكن من أجل الحسابات التقريبية المقبولة اعتبار الأحمال المطبقة على تربة التأسيس مساوية إلى جداء الحمولة عند وجه الأساس العلوي (أسفل العمود) بمعامل تصعيد $(f = 3\% - 10\%)$. وبالتالي يكون إجهاد الضغط المطبق على تربة التأسيس هو :

$$\sigma_s = \frac{f.N}{A} \quad (٢ - ١)$$

N = الحمولة المركزة على وجه الأساس .

A = مساحة قاعدة الأساس .

٢ - ٢ الاشتراطات الخاصة بأبعاد الأساسات المنفردة وتسليحها :

إن الاشتراطات المذكورة أدناه ، تعتبر كقواسم مشتركة لتلك المتعلقة بهذا النوع من الأساسات بين معظم الكودات :

١ - يجب ألا تقل مساحة الأساس المنفرد النظامي من البيتون المسلح عن (0.4 m^2) ، وبحيث لا يقل البعد الأصغري للقاعدة عن $(0.6 - 0.7 \text{ m})$ إلا في الحالات الخاصة التي تكون فيها المنشآت قليلة الأهمية ، والحمولات صغيرة ،

والتربة صخرية أو عالية التحمل ، وغير حاوية على مياه جوفية ، حيث يمكن حينئذ الاكتفاء ببلاطة بيتونية صغيرة ذات سماكة تستطيع تحقيق زاوية انتشار للإجهادات لا تقل عن (45°) بالنسبة لخط الأفق ، ضمن البلاطة .

٢ - يمكن أن تنفذ الأساسات المقامة على الترب الجافة ، غير الحاوية على مياه جوفية ، وذات المقاومة العالية ، على التربة مباشرة ، شريطة ألا يقل الارتفاع بين شبكات التسليح في قاعدة الأساس ، وبين تربة التأسيس عن (7 cm) . أما في الترب الرطبة ، فإنه ينصح بتنفيذ الأساسات ، فوق بلاطة من البيتون العادي (بيتون نظافة) لا تقل سماكتها عن (8 - 10 cm) ، ولا يقل بروزها في أطراف الأساس المختلفة عن القيمة المذكورة . إضافة إلى أن عيار الاسمنت في بيتون هذه البلاطة ، يجب ألا يقل عن $(150 \frac{kg}{m^3})$.

٣ - في الأساسات الهرمية ، متغيرة السماكة ، والموضح نموذجاً عنها في الشكل (٢ - ٦) يجب ألا تقل ارتفاعات الأساس الدنيا والعظمى عما يلي :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 0.50 H \end{array} \right. \text{ أيهما أكبر .}$$

وتدور هذه القيم إلى أكبر (5 cm) .

$$H \geq 25 - 30 \text{ cm}$$

أما بروزات الأساس (l , L) فيجب ألا تقل عن الارتفاع الأعظمي (H) في أي حال من الأحوال . أو يمكن اعتبارها $L = \frac{H}{0.7\sqrt{\sigma_A}}$ (أيهما أكبر) .

حيث (σ_A) الاجهاد المسموح للتربة .

هذا بالنسبة للأساسات الصلدة ، أما إذا اعتبر الأساس عنصراً مرناً ، فإن الارتفاع الأدنى (h) يعتبر مقبولاً إذا تراوح بين (10 - 20 cm) .

* ملاحظة : يجب ألا تتنافى القيم المعطاة أعلاه مع شروط القصر والثقب ، الموضحة في البند (٢) من الفقرة (٢ - ٤ - ١) .

٤ - ألا يقل بروز السطح العلوي لجذع الهرم في جميع أطراف العمود ، عن (8 - 10 cm) .

٥ - عند حساب أبعاد قاعدة الأساس ، تدور الأرقام إلى أكبر (5 cm) .

٦ - يجب ألا تقل نسبة التسليح للمقاطع الفعالة عن (0.002) من مساحة المقطع البيتوني المعتبر ، أو عن (5 ϕ 10/m) أيهما أكبر .

٧ - يجب أن تحقق قضبان التسليح شروط التماسك ، بحسب الكود المعتمد في التصميم (*) .

٨ - لا تقل سماكة التغطية لتسليح الأساسات من كافة الأطراف عن (3 - 5 cm) ، لكون هذه العناصر تتعرض لتأثيرات الرطوبة عن طريق التربة .

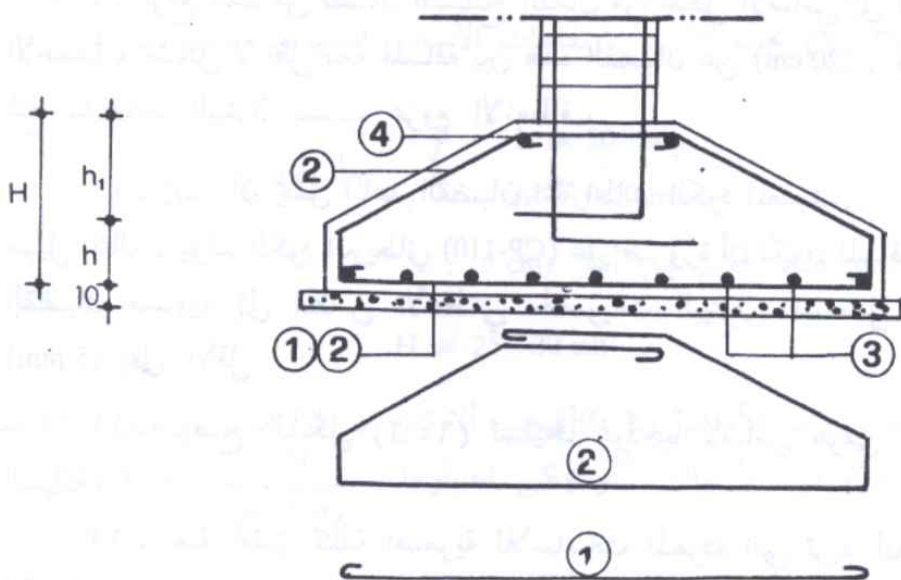
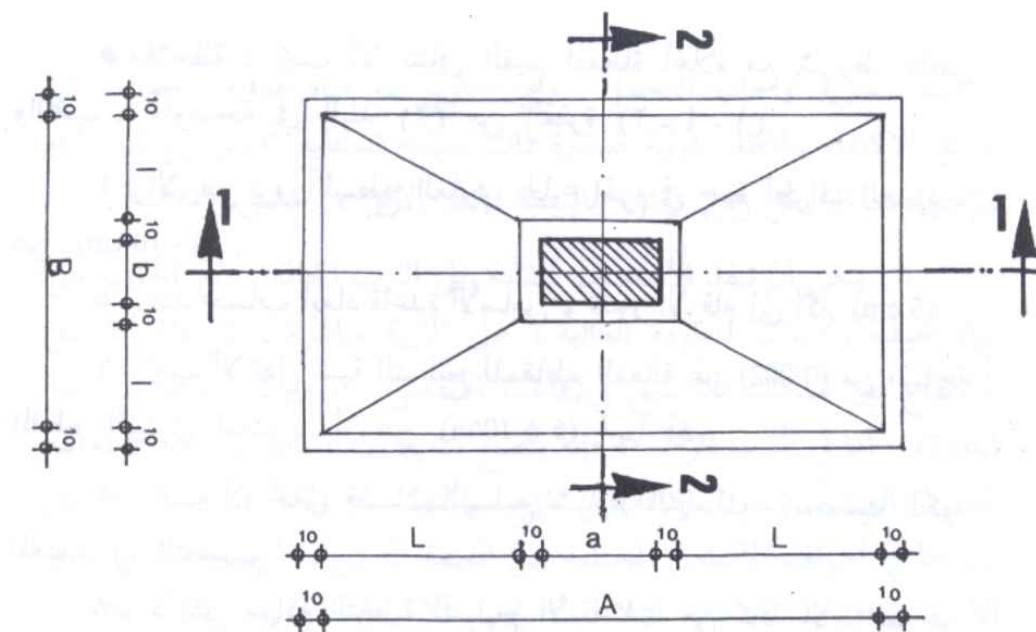
٩ - يرفع عدد من قضبان التسليح الفعال من أسفل الأساس إلى أسفل الأعمدة ، بشكل لا تقل معه المسافة بين هذه القضبان عن (20 cm) ، وذلك لمنع تشققات البيتون بسبب عزوم الانعطاف .

١٠ - يجب أن يحقق تباعد القضبان اشتراطات الكود المعتمد . . . فعلى سبيل المثال ، يؤكد الكود البريطاني (CP-110) على ضرورة أن تكون المسافة بين القضبان مساوية إلى المقاس الأعظمي لحصويات البيتون المستعمل زائد (5 mm) على الأقل .

١١ - يوضح الشكل (٢ - ٦) تسليحاً نموذجياً لأساس هرمي متغير السماكة .

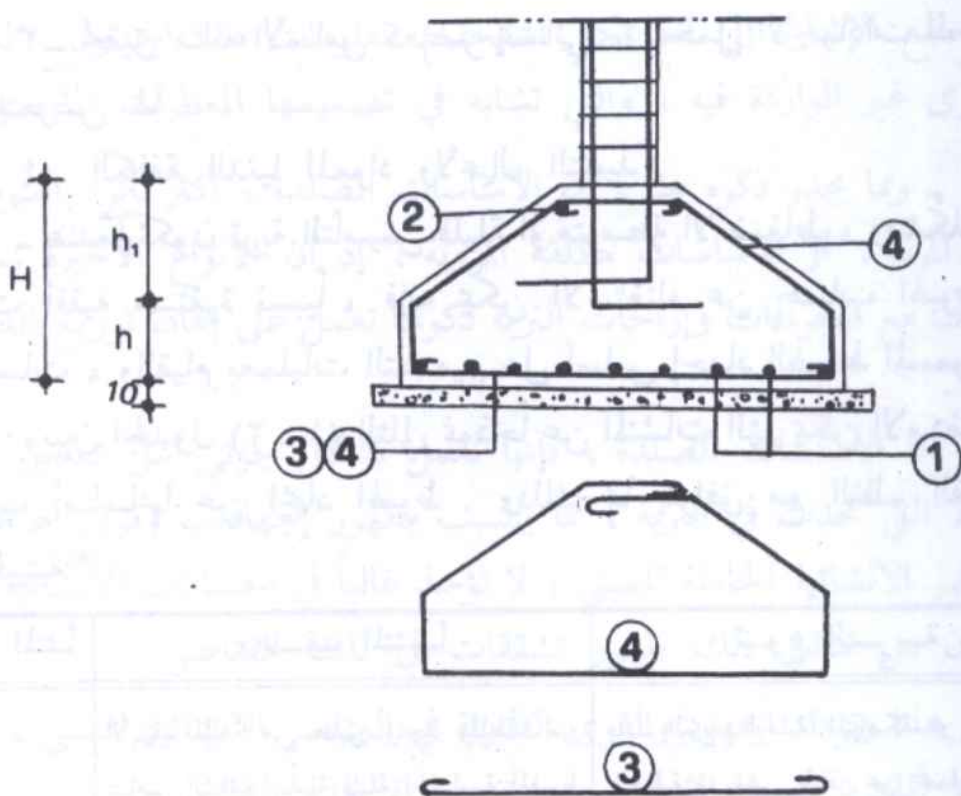
١٢ - بغية تحقيق كلفة أصغرية للأساسات المنفردة التي تزيد أبعادها الأفقية عن (3 m) ، فإنه يمكن قص القضبان قبل وصولها إلى طرف الأساس ، بمسافة قدرها $(\frac{L}{10})$ حيث (L) تعبر عن (A) أو عن (B) .

* انظر الفقرة (٣ - ٣) من الجزء الثاني في الدليل .



sec/ 1-1

الشكل (٦-٢)



sec/2-2

٢-٣ الأساسات المنفردة وظاهرة الهبوط :

- يعتبر هبوط التربة تحت الأساسات المنفردة الصلدة ، من أهم الظواهر الخطرة ، التي تؤثر على المنشآت القائمة فوق هذا النوع من الأساسات . وخاصةً عندما يزيد فرق الهبوط بين الأساسات عن حدود معينة .. لذلك يمكن تلخيص الشروط الواجب تحقيقها من تصميم الأساسات بما يلي :

١ - عدم تجاوز إجهادات التربة ، القيم المسموحة على الضغط ، بحسب معطيات الفقرة (١ - ٤) .

٢ - عدم تجاوز هبوط التربة ، وكذلك فرق الهبوط بين الأساسات ، القيم المحددة في الكودات والنظم المختلفة - انظر نهاية هذه الفقرة - الملاحظة (٢) .

٣ - تحقيق متانة الأساس كعنصر إنشائي ؛ لتحمل الاجهادات المختلفة التي يتعرض لها .

٤ - الكلفة الدنيا للمواد ولأعمال التنفيذ .

- عندما تكون تربة التأسيس قليلة أو متوسطة الانضغاط ، ومشكلة من طبقات أفقية مستقرة نسبياً ، فإنه يمكن الاستغناء عن حساب الهبوط في الأساسات ، والقيام بعمليات التصميم على أساس إجهاد الضغط المسموح .
وبين الجدول (٢ - ١) التالي نموذجاً عن المنشآت التي يمكن الاستغناء في حساب أساساتها عن إيجاد الهبوط . وذلك بما يتوافق مع النظم القياسية السوفيتية(*) .

نوع المنشأ	وصف المنشأ	نوع التربة
أبنية صناعية	الأبنية المؤلفة من طابق واحد والمنفذة من عناصر إنشائية حاملة قليلة الحساسية للهبوط غير المنتظم «كالأعمدة القائمة على أساسات منفردة والحاملة لجوائز مستندة بحرية ، أو للجملونات لها نفس طريقة الاستناد» ، وذلك إذا لم تتجاوز محولات الروافع في هذه الأبنية (50) طن .	١ - التربة الرملية المتماسكة أو الغضارية الصلبة ، بغض النظر عن تحملها وطبيعتها تطبيقها . ٢ - التربة الرملية ذات التماسك المتوسط ، أو التربة الغضارية ذات الصلابة المتوسطة أو ذات القوام القاسي اللدونة أو الانواع الأخرى للتربة ذات الانضغاطية الصغيرة .
	المباني المختلفة المتعددة الطوابق وذات المسقط الأفقي المستطيل . بما لا يتجاوز عدد الطوابق (5 طوابق) والحاوية على جدران حمالة أو جدران بلوك أو جدران حجرية ، أو أجزاء هيكلية كبيرة .	وفي حالة توضع طبقات التربة بشكل أفقي ثابت ، بحيث لا يزيد الميل عن (10%) . والاساسات التي تتميز بعرضها ضمن حدود المبنى الواحد (أو ضمن قسم منه) .
الأبنية الزراعية	كافة المباني والمنشآت الزراعية ، بغض النظر عن التصميم أو عن الشكل العام للمسقط الأفقي .	

الجدول (٢ - ١)

★ القواعد والأساسات - ن . تسيتونيج - ن . بيريزانتسيف - ب . دالماتوف - م . ابيليف .

مع الإشارة إلى أنه يمكن استخدام معلومات هذا الجدول ، للمباني الأخرى غير الواردة فيه ، والتي تشابه في تصميمها المعطيات المنوه عنها .

- وما يجدر ذكره هنا ، أن الأساسات الصلدة ، أكثر تأثراً بالهبوط من تلك المرنة ، أو الأساسات مطلقة المرونة ، إذ أن الأنواع الأخيرة تستطيع التكيف مع انحرافات وإزاحات التربة لكونها تعمل على إعادة توزيع الضغوط تحتها .

أما الأساسات الصلدة ، فإنها تعمل بشكل جزئي على تعديل فروق الهبوط التي تحدث في التربة ، مما يتسبب بظهور إجهادات وقوى إضافية في العناصر الانشائية الحاملة للمبنى ، لا تؤخذ غالباً في الحسابات الانشائية . . . ويكون من نتائج ذلك ظهور تشققات في تلك العناصر .

هذا وتزداد الجهود والقوى الطارئة في العناصر الانشائية للمبنى ، والتي تسببها ظاهرة هبوط التربة ، بزيادة صلابة هذه العناصر .

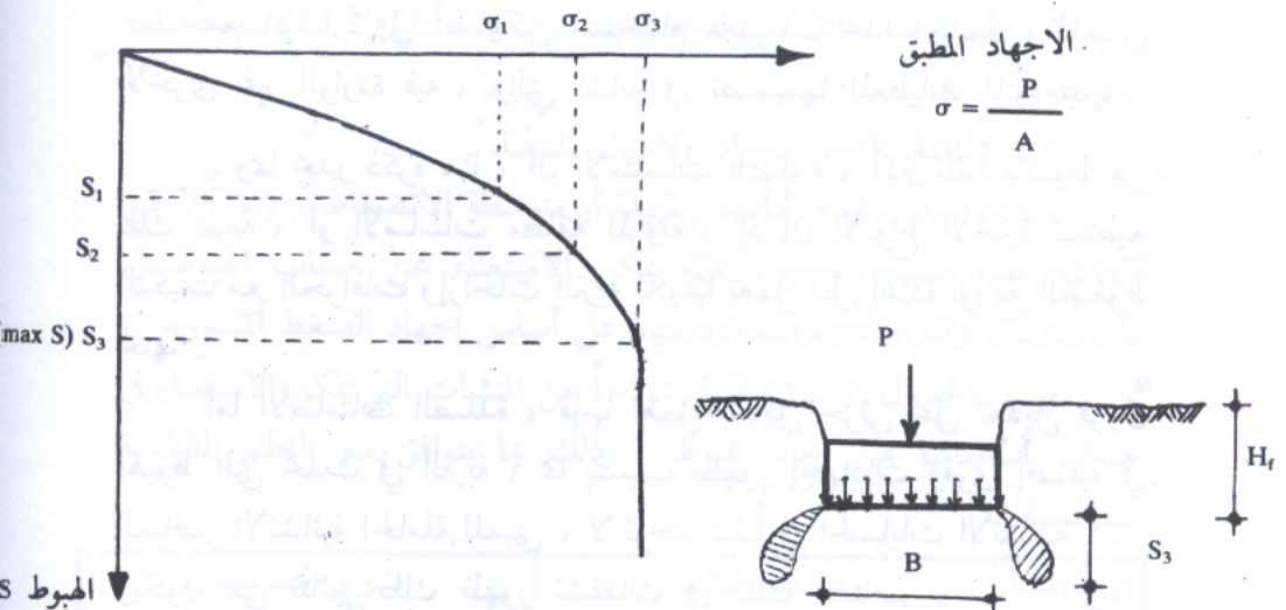
- يمكن القول باختصار أن تشوهات التربة التي تسببها الحمولات المطبقة فوق الأساس ، تمر بثلاث مراحل رئيسية :

١ - مرحلة الارتصاص : وفيها يتم انضغاط التربة تحت الأساس على حساب الفراغات الموجودة فيها ، وبالتالي تتم عملية تقوية للتربة .

٢ - مرحلة الانزلاق والزحزحة : حيث تتشكل خطوط الانزلاق في التربة وتبدأ معها الحبيبات بالزحزحة والانزلاق .

٣ - مرحلة الانهيار : ومعها يتم خروج التربة وانتفاخها عند أطراف الأساس . . .

ويوضح المخطط البياني أدناه ، تطور الهبوط مع زيادة الجهد المطبق على التربة من خلال أساس قليل العمق .



الشكل (٢-٧)

تطور هبوط التربة مع زيادة الاجهادات المطبقة تحت أساس قليل العمق . $(\frac{H_f}{B} \leq 2)$

- عندما تكون نسبة عمق التأسيس إلى عرض الأساس أكبر من (2) ، فإن ظاهرة خروج التربة عند حواف الأساس ، لا ترافق الانهيار الحاصل عند الهبوط (S_3) .

- يمكن إيجاد الاجهاد (σ_3) المسبب لانهيار التربة (عند الهبوط S_3) من العلاقة التالية :

$$(٢-٢) \quad \sigma_3 = \gamma \cdot H_f + \frac{\gamma \cdot \pi}{\phi - \pi + \cot \phi} (H_f + \frac{C}{\gamma \cdot \tan \phi} + S_3)$$

γ = الوزن الحجمي للتربة .

H_f = عمق التأسيس .

ϕ = زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة (راديان) .

C = تماسك التربة .

S_3 = الهبوط الأعظمي الموافق لحد الانهيار .

* ملاحظات :

١ - يمكن الحصول على قيمة تقريبية لإجهاد الضغط المسموح (σ_A) ، والمحدد بالعلاقة (١ - ٥) من خلال استبدال قيمة (S_3) المبينة في المعادلة (٢ - ٢) بالمقدار ($\frac{B}{4}$) ، حيث (B) عرض الأساس المدروس .

وهنا ننوه إلى أنه عند العمق المذكور ($\frac{B}{4}$) يمكن اعتبار العلاقة بين الاجهادات والتشوهات خطية تقريباً ، رغم أن الاجهاد الناتج عن استبدال (S_3) بـ ($\frac{B}{4}$) يكون ضمن حدود المرحلة الثانية لتطور التشوهات (أنظر الشكل السابق) .

٢ - يمكن من أجل التصميم ، اعتبار الهبوط الأعظمي الكلي للتربة تحت الأساسات (قيمة مسموحة) مساوٍ إلى (5 cm) في المباني الهيكلية وذلك طبقاً للمواصفات السوفيتية . ومساوٍ إلى القيم التالية ، طبقاً للمواصفات الأمريكية :

(6.25 - 7.5 cm) للأساسات المنفردة على الترب الغضارية .

(3.75 - 6.25 cm) للأساسات المنفردة على الترب الرملية .

أما فرق الهبوط بين الأساسات فتعتبر قيمته المسموحة بحسب المواصفات السوفياتية مساوية إلى : $L \left(\frac{1}{1000} - \frac{6}{1000} \right)$ حيث (L) المسافة بين محوري عمودين متجاورين .

في حين تعتبر المواصفات الأمريكية القيمة المسموحة لفرق الهبوط هذا مساوية إلى (3.75 - 5 cm) كحد أعلى .

وفي حال كون الأساسات حصيرة ، فإن المواصفات الأخيرة تشير إلى فرق هبوط مسموح به كما يلي :

(6.25 - 10.0 cm) عند استناد الحصيرة على الترب الغضارية .

(3.75 - 6.25 cm) عند استناد الحصيرة على الترب الرملية .

<p>أكبر هبوط نسبي خلال الانشاء : 0.0005L</p> <p>أكبر هبوط كلي خلال الانشاء : 6 mm</p> <p>أكبر هبوط نسبي منذ بدء الانشاء : 0.001 L</p> <p>أكبر هبوط كلي منذ بدء الانشاء : 8 mm</p>	<p>هبوطات الدرجة الأولى :</p> <p>الهياكل على شكل نصب - أساسات الآلات الكبيرة - أحواض وخزانات المياه .</p> <p>المنشآت ذات الديمومة الكبيرة - الفنادق والهياكل التي تزيد عن ١٥ طابقاً - الجدران الاستنادية .</p>
<p>أكبر هبوط نسبي خلال الانشاء : 0.0005L</p> <p>أكبر هبوط كلي خلال الانشاء : 10 mm</p> <p>أكبر هبوط نسبي منذ بدء الانشاء : 0.001-0.002L</p> <p>أكبر هبوط كلي منذ بدء الانشاء : 12.0mm</p>	<p>هبوطات الدرجة الثانية :</p> <p>أساسات الآلات - الإبنية التي تحتوي على آلات ضرورية التوازن الدائم كمناظير الرصد وأجهزة التلغراف الاتوماتيكي</p> <p>الاقواس البيتونية في الابنية والمنغارات</p>
<p>أكبر هبوط نسبي خلال الانشاء : 0.001-0.002L</p> <p>أكبر هبوط كلي خلال الانشاء : 16.0 mm</p> <p>أكبر هبوط نسبي منذ بدء الانشاء : 0.002L</p> <p>أكبر هبوط كلي منذ بدء الانشاء : 20.0mm</p>	<p>هبوطات الدرجة الثالثة :</p> <p>الجسور ودعائمها - المباني معدنية الهيكل - الاحواض المعدنية</p>
<p>أكبر هبوط نسبي خلال الانشاء : 0.002L</p> <p>أكبر هبوط كلي خلال الانشاء : 35 mm</p> <p>أكبر هبوط نسبي منذ بدء الانشاء : 0.003-0.004L</p> <p>أكبر هبوط كلي منذ بدء الانشاء : 48mm</p>	<p>هبوطات الدرجة الرابعة :</p> <p>المصانع - المنازل - الهياكل ذات عدد الطوابق أقل من ١٥ طابقاً - المدارس - المخازن التي تحتوي على آلات ثقيلة .</p>
<p>تختلف الحدود المسموحة حسب نوع المنشأة</p>	<p>هبوطات الدرجة الخامسة :</p> <p>المنشآت المؤقتة</p>
<p>الهبوط الكلي = الهبوط المتساوي بين كل نقاط المنشأة</p> <p>الهبوط النسبي بين نقطتين معيتين .</p>	

الجدول (٢ - ١ - ١)

- إن الجدول (٢ - ١ - ١) ، يبين لنا نموذجاً للقيم المسموحة ، لخمس أنواع من الهبوطات وفقاً للكود الأمريكي (بحسب Thornly) .

٣ - بغية تخفيف الخطر الناجم عن فرق الهبوط في الأساسات المنفردة ، القائمة على تربة قابلة للانضغاط ، فإن معظم التوصيات الفنية ، تشير في هذا المجال إلى ضرورة أن تكون هذه الأساسات متناسبة مع الحمولات الدائمة على الأعمدة . وذلك باستثناء أعمدة المستودعات التي يطلب فيها أن تكون أبعاد الأساسات متناسبة مع الحمولات الإجمالية (دائمة ومؤقتة) دون حمولة الرياح

وفي جميع الأحوال يجب ألا يزيد الضغط تحت أي أساس ، وأية أشكال للحمولات ، عن القيم المسموحة ...
هذا وتبين الفقرة التالية ، نموذجاً لكيفية تحقيق هبوط متساوي بين الأساسات المنفردة .

٤ - يمكن استخدام العلاقة التالية لحساب (فرق الهبوط الذاتي) أو الدوران في أساس منفرد أبعاده $(A \times B)$ يتعرض إلى عزم باتجاه العرض (B) ، قدره (M) كما يلي :

$$(١ - ٢ - ٢) \quad \tan \theta = \frac{B}{A.E} (1 - \mu^2) \frac{M}{(0.5B)^3}$$

حيث :

(μ) معامل بواسون للتربة تحت الأساس المدروس و (E) معامل المرونة فيها . هذا ونشير إلى ضرورة حساب هذا الدوران ، والتأكد من أن قيمته لا تتعدى القيمة المسموحة (بحسب الكود المعتمد) وخاصة عندما تكون الأساسات خاصة بالأبنية العالية .

٢ - ٣ - ١ تحقيق الهبوط المتساوي بين الأساسات المنفردة :

- إن التدرج الحبي للتربة ، يقسمها إلى صنفين ، خشنة وناعمة . ويقصد بالتربة الخشنة ، الرمال ، والحبيبات الأخرى التي يزيد قطرها عن ذلك ، في حين أن المواد الناعمة ، هي الغضار والسيلت ، وما يشابهها .

- إن ظاهرة الهبوط ، تحدث في المواد الخشنة بشكل آني فور تطبيق الحمولات عليها ، في حين أنه (أي الهبوط) يحتاج إلى زمن أطول حتى يتم في الترب الناعمة .

- من خلال الظاهرة السابقة نلاحظ أن الحمولات التي تؤثر على الهبوط في الترب الرملية هي الحمولات العظمى التي يمكن تطبيقها ولو لفترات قصيرة . أما في الترب الغضارية فإن الهبوط لا يحصل إلا بتأثير حمولات تتوضع لفترات طويلة .

- نعرف الحمولات العظمى بأنها مجموع الحمولات الدائمة (D.L) والحمولات الحية الأعظمية (max L.L) .
(D.L + max L.L)

أما الحمولات الطويلة التوضع زمنياً فهي مجموع الحمولات الدائمة (D.L) ، وجزء من الحمولات الحية يمكن أن تتوضع لفترة طويلة . (Red L.L) أي (D.L + Red. L.L) إن الحمولات (Red L.L) ، يمكن أن تشكل (50% - 100%) من الحمولات الحية الكلية ونضرب مثلاً على ذلك قاعة محاضرات تتسع إلى (200) شخص (يشكلون الحمولة الحية العظمى) ، إلا أن عدد الأشخاص الذين يتم تواجدهم باستمرار في هذه القاعة يصل إلى (150) شخصاً فقط . (Red L.L) . وهنا يكون :

$$\text{Red L.L} = (75\%) \text{ max L.L}$$

- في جميع حالات التصميم ، يجب ألا تقل النسبة المعتبرة لجزء من الحمولات الحية ، عن (50%) من الحمولات الحية العظمى ، مع التأكيد على عدم المبالغة عند تقدير هذه النسبة .

- بعد المقدمة السابقة ، يمكن القول انه للحصول على هبوط متساوي في مجموعة من أساسات منفردة ، في منشأ ما . يجب أن تصمم الأساسات لتحقيق ما يلي :

١ - لا يزيد ضغط التربة تحت أي أساس عن الإجهاد المسموح .

٢ - أبعاد الأساسات متناسبة مع (D.L + Red L.L) .

وبغية تحقيق ذلك ، يجري تصميم الأساسات وفقاً للخطوات التالية :

١ - بعد تحديد قيم الحمولات الميتة (D.L) ، والحية العظمى (max L.L) لكل عمود على حدة (مع الإشارة إلى أن الحمولات الأخيرة يجب أن تتضمن كافة الحمولات الدينامية المتوقعة) ، يتم حساب المجموع (D.L + max L.L) ، والنسبة $\left(\frac{\max L.L}{D.L} \right)$ لكل عمود .

٢ - تُحسب مساحة الأساس الذي يتميز بأكبر نسبة لـ $\left(\frac{\max L.L}{D.L} \right)$ من خلال العلاقة :

$$A = \frac{D.L + \max L.L}{\sigma_A} \quad (٣ - ٢)$$

حيث σ_A = إجهاد الضغط المسموح على التربة .

ويعتبر هذا الأساس مرجعياً ، لحساب أبعاد الأساسات الأخرى .

٣ - يحدد لكل عمود مقدار الحمولة التصميمية (D.L + Red L.L) ، بعد تحديد نسبة الحمولة الحية التي تتوضع لفترة طويلة .

٤ - يُخفض إجهاد الضغط المسموح للتربة بالعلاقة :

$$\sigma'_A = \frac{D.L + \text{Red L.L}}{A} \quad (٤ - ٢)$$

- ويستخدم الاجهاد المخفض هذا ، في حساب مساحات بقية الاساسات ، من خلال تقسيم الحمولة التصميمية المذكورة في البند (٣) أعلاه على (σ'_A) .

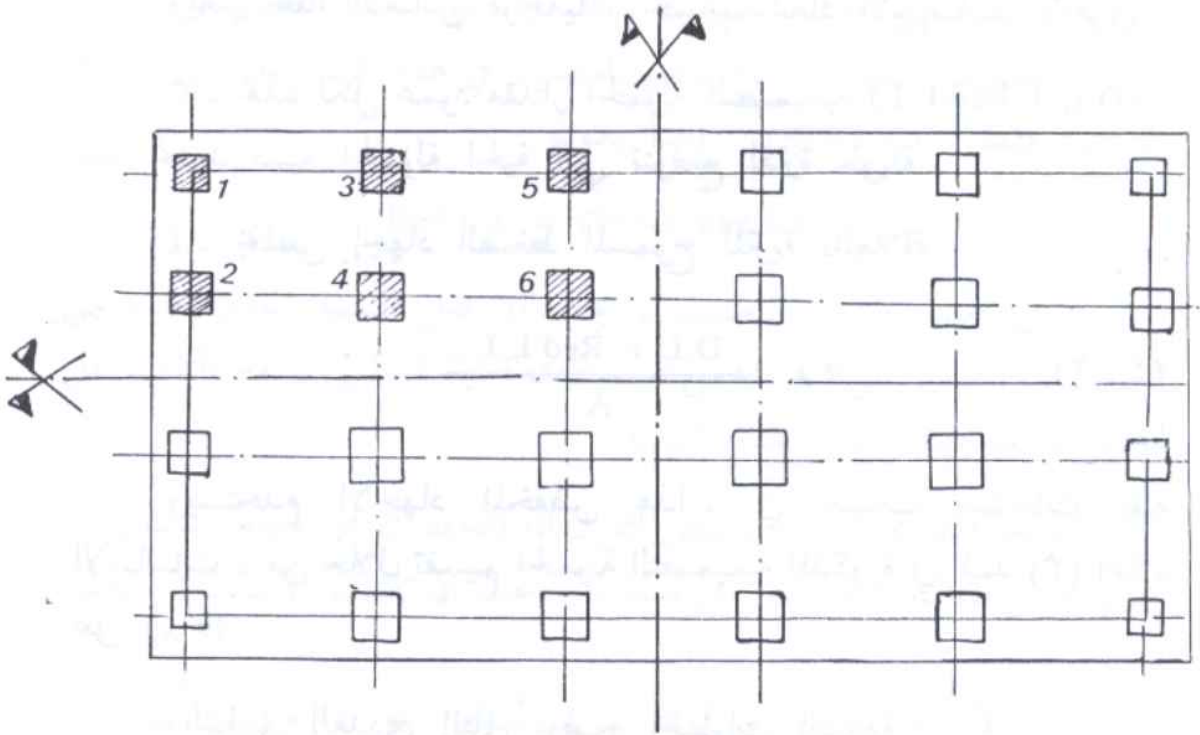
والتطبيق العددي التالي يوضح الخطوات السابقة :

* تطبيق عددي :

يوضح الشكل (٢-٨) مسقطاً أفقياً لبناء يحتوي على ستة نماذج من الأعمدة ، وقد تم تحديد الحمولات الحية والدائمة على أسفل هذه الأعمدة ، طبقاً لما يلي :

نموذج العمود	1	2	3	4	5	6
الحمولة الدائمة (طن)	40	30	45	55	45	50
D.L						
الحمولة الحية الأعظمية (طن)	35	40	45	50	40	60
max L.L						

وكان ضغط التربة المسموح به $\sigma_A = 2.5 \text{ kg/cm}^2$. والنسبة $\left(\frac{\text{Red L.L}}{\text{max L.L}} = 0.7 \right)$ والمطلوب هو تحديد أبعاد الأساسات ، بحيث تحقق هبوطاً متساوياً .



الشكل (٢-٨)

- من أجل تحديد أوزان الأساسات بشكل مبدئي ، سنفترض سماكات أولية لها كما يلي :

- الأساسات (2 , 1) $H = 30 \text{ cm}$

- الأساسات (5 , 3) $H = 40 \text{ cm}$

- الأساسات (6 , 4) $H = 45 \text{ cm}$

- نحسب $(D.L = \max L.L)$ لكل أساس ، وكذلك النسبة $(\frac{\max L.L}{D.L})$

رقم الأساس :	1	2	3	4	5	6
$D.L + \max L.L (t)$	75	70	90	105	85	110
$\frac{\max L.L}{D.L}$	0.88	1.33	1	0.90	0.89	1.20

- تحقق الحمولات المطبقة على العمود (6) ، أكبر نسبة لـ $(\frac{\max L.L}{D.L})$

بين جميع الأعمدة الأخرى ، وبالتالي سنعتبر الأساس الذي يستند إليه العمود المذكور ، أساساً مرجعياً في تحديد أبعاد الأساسات الباقية .

إن المساحة المطلوبة للأساس هي :

$$A_6 = \frac{(D.L + \max L.L)_6}{\sigma_A} = \frac{110}{25} = 4.4 \text{ m}^2$$

- تحسب مجموع الحمولة الدائمة مع (70 %) من الحمولة الحية العظمى ، ونعتبرها الحمولات التصميمية :

رقم العمود	1	2	3	4	5	6
$D.L + \text{Red L.L (طن)}$	65	58	76	90	73	102

ونذكر هنا بأن الحمولة الدائمة لا تشمل وزن الأساس لذلك تكون مساحة الأساس المرجعي بعد تصحيح الاجهاد :

$$A'_6 = \frac{(D.L + \max L.L)_6}{\sigma_A - \gamma_b \cdot H_6}$$

حيث : $q_6 = \gamma_b \cdot H_6 = 0.1125 \text{ kg/cm}^2$ (الاجهاد الناجم عن وزن الأساس 6)

$$A'_6 = \frac{110}{25 - 2.500 \times 0.45} = 4.6 \text{ m}^2$$

ونعتبر أن أبعاد هذا الأساس هي $(2.15 \times 2.15 \text{ m} = 4.62 \text{ m}^2)$.

- إجهاد التربة المخفض (يضاف إليها تأثير وزن الأساس) .

$$\sigma'_A = \frac{D.L + \text{Red L.L}}{A'_6} + q_6 = \frac{102000}{46200} + 0.1125$$

$$\sigma'_A = 2.32 \text{ kg/cm}^2$$

إن القيمة الأخيرة تستخدم لحساب أبعاد كافة الأساسات ذات السماكة $(H = 45 \text{ cm})$ أي للأساسات (4 , 6) . فمن أجل الأساس (4) نجد :

$$A_4 = \frac{90}{23.2} = 3.88 \text{ m}^2$$

نستخدم أساس $2.00 \times 2.00 \text{ m} = 4 \text{ m}^2$

- تحسب الاجهادات المخفضة الواجب استخدامها لبقية الأساسات كما

يلي :

● الأساسات (2 , 1) حيث $(H = 30 \text{ cm})$

$$\sigma'_A = 2.32 - 0.0025 \times 30 = 2.25 \text{ kg/cm}^2$$

مساحة الأساس (1) :

$$A_1 = \frac{65}{22.5} = 2.89 \text{ m}^2$$

نستخدم الأبعاد $(2.00 \times 2.00 \text{ m} = 4 \text{ m}^2)$

مساحة الأساس (2) :

$$A_2 = \frac{58}{22.5} = 2.58 \text{ m}^2$$

نستخدم الأبعاد $(1.60 \times 1.60 \text{ m})$

● الأساسات (3, 5) ، السكّاة $(H = 40 \text{ cm})$

$$\sigma'_A = 2.32 - 0.0025 \times 40 = 2.22 \text{ kg/cm}^2$$

مساحة الأساس (3)

$$A_3 = \frac{76}{22.2} = 3.42 \text{ m}^2 \rightarrow (1.85 \times 1.85 \text{ m})$$

مساحة الأساس (5)

$$A_5 = \frac{73}{22.2} = 3.29 \text{ m}^2 \rightarrow 1.85 \times 1.85 \text{ m}^2$$

وبذلك تتحقق الشروط المطلوبة للتصميم . وتكون الأبعاد النهائية

للأساسات :

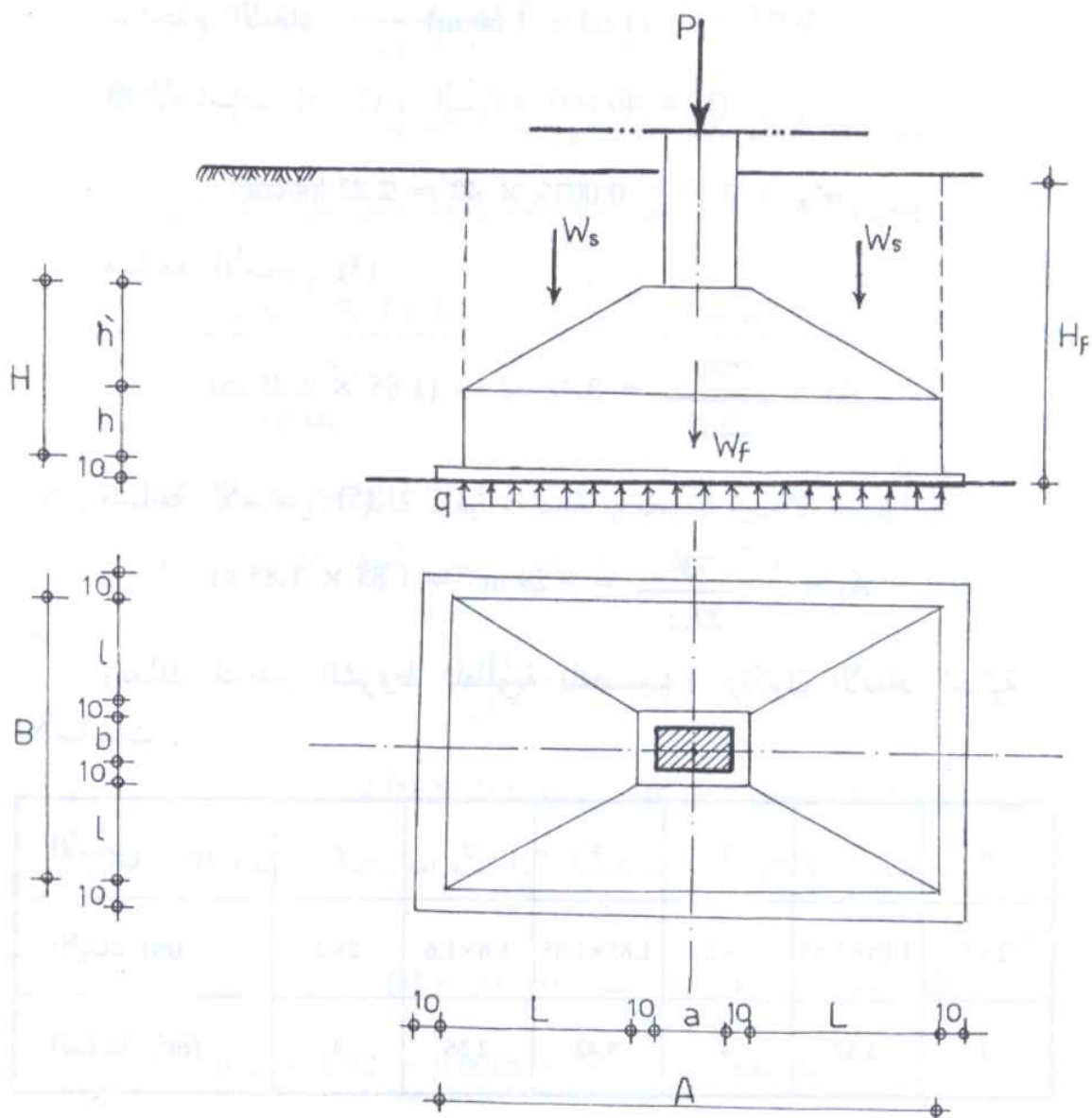
الأساس	1	2	3	4	5	6
الأبعاد (m)	2×2	1.6×1.6	1.85×1.85	2×2	1.85×1.85	2×2
المساحة (m^2)	4	2.56	3.42	4	3.42	4

وبعد ذلك يحسب التسليح لتحقيق الجهود المختلفة ، تبعاً للفقرة التالية .

٢-٤ تصميم الأساسات المنفردة تحت الحمولات المركزية :

٢-٤-١ الأساسات البيتونية المسلحة :

- يعرف الأساس ذو التحميل المركزي ، بأنه الذي ينطبق فيه نقطة تأثير القوة التي يخضع لها ، على مركز ثقله في المسقط الأفقي .



الشكل (٢-٩)

- وفي هذه الحالة قد يكون الأساس متناظراً (وهو الحالة الغالبة) أو غير متناظر .

- يمكن اعتبار هذه الأساسات حين التصميم مرنة ، أو صلبة ، رغم أن الأساس الصلب ، أكثر شيوعاً وانتشاراً .

- لتحديد كيفية تتابع عمليات التصميم لأساس منفرد صلد ، خاضع لحمولة مركزية ، ندرس الأساس ذي الشكل الهرمي ، الموضح في الرسم (٢ - ٩) ، والذي يحسب إنشائياً وفقاً للخطوات التالية مع الإشارة إلى أن توزيع الاجهادات في تربة التأسيس لمثل هذه الأنواع يعتبر توزيعاً منتظماً (q) . وذلك بتقريب مقبول .

قبل ذكر تسلسل عمليات الحساب ، نشير إلى أن الارتفاع في هذه الأنواع من الأساسات ، غالباً ما يحدد من شرط مقاومة الثقب ، الذي يبدأ بالحدوث عند سطح الأساس العلوي ، وينتشر من أسفل العمود بزاوية قدرها (45°) حتى قاعدة الأساس .

١ - تحديد أبعاد قاعدة الأساس :

بعد الحصول على إجهاد التربة المسموح على الضغط (σ_A) ، وتحديد عمق التأسيس المطلوب (H_f) ، وذلك من خلال تقرير التربة المقدم من المهندس المختص ، يتم حساب الحمولة الكلية (N) المؤثرة على تربة التأسيس ، من حاصل جمع الحمولة (P) المطبقة على العمود ، مع وزن الأساس التقديري (W_f) ووزن التربة المردومة فوق أطراف الأساس (W_s) . انظر الشكل السابق .

$$N = P + W_f + W_s \quad (٢ - ٥)$$

مع الإشارة إلى أن رفع قيمة الحمولة المطبقة (P) بمقدار (10 %) تقريباً ، يمكن أن يعوضنا عن استخدام كل من (W_f و W_s) في الحسابات التقريبية . ونكون بذلك إلى جانب الأمان ، حيث نحصل على :

$$N = 1.10 \cdot P$$

بعد ذلك نحسب المساحة اللازمة للأساس ، بتقسيم الحمولة الكلية (N) ، على اجهدا الضغط المسموح للتربة (σ_A) :

$$(٦ - ٢) \quad A_f = \frac{N}{\sigma_A} \text{ m}^2$$

ومن هذه القيمة نستخرج أبعاد قاعدة الأساس ($A \times B$) ، بما يتناسب مع أبعاد وشكل العمود المستند إليه ، (مربعاً ، مستطيلاً ، دائرياً ...) . وتدور الأبعاد المذكورة إلى أكبر (5 cm) ، لتصبح بذلك المساحة الفعلية للأساس :

$$(٧ - ٢) \quad A_f = A \times B \geq A'_f$$

وهنا يستحسن أن تتحقق القاعدة ، بروزاً متساوياً للأساس ، حول كافة أطراف العمود ، الأمر الذي يتوافق مع نشوء إجهادات أصغرية في الأساس .

بعد هذه المرحلة ، يصبح الإجهاد الفعلي الذي تتعرض له تربة التأسيس كما يلي :

$$\sigma'_A = \frac{N}{A_f} \leq \sigma_A \text{ kg/cm}^2$$

* ملاحظة :

يمكن إيجاد المساحة اللازمة للأساس (A'_f) من العلاقة التالية ، والتي تستخدم مباشرة ، وفي كثير من الأحيان بدلاً عن العلاقة (٦ - ٢) أعلاه :

$$(٩ - ٢) \quad A'_f = \frac{P}{\sigma_A - \gamma \cdot H_f} \text{ m}^2$$

حيث $\bar{\gamma}$ = الوزن الحجمي الوسطي لمادة الأساس ، والتربة المردومة فوقه معاً ، والذي يمكن أن يعتبر بشكل تقريبي ومقبول مساوٍ إلى :
 $(2-2.2 \text{ T/m}^3)$.

H_f = عمق التأسيس مقاساً من أخفض نقطة على سطح الأرض الطبيعية .

أما بقية عمليات تحديد الأبعاد والإجهاد الفعلي في التربة ، فتجري كما بيناً أعلاه .

٢ - تحديد الارتفاع اللازم للأساس :
 بناءً على الحمولات المطبقة ، وطبيعة التربة ، واستناداً إلى الخبرة في التصميم ، يتم افتراض ارتفاع تقديري فعال (d) للأساس . وغالباً ما يحدد هذا الارتفاع بشكل أولي ، بحيث يحقق أحد المتراجحتين التاليتين :

$$(d \geq 1.45 \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}) \text{ أو } d \geq 0.2 (A - a)$$

حيث (σ_b) إجهاد البيتون المسموح على الضغط مع الانعطاف . ويُؤخذ $(\sigma_b = 0.4 \sqrt{f'_c})$ بحسب الكود العربي ، حيث (f'_c) هي المقاومة المميزة للبيتون المستخدم .

ويكون الارتفاع الكلي للأساس $H = d + (3 - 5 \text{ cm})$ في أحد الاتجاهات المدروسة ويضاف له قطر قضبان التسليح المستخدمة في الاتجاه الآخر . (أنظر الشكل ٢ - ١٠) .

إذن بعد افتراض قيمة (d) ، نتأكد من أن هذا الارتفاع محققاً لشروط القص (الثقب) أم لا . وفي الحالة الأخيرة يتم تكبيره لإيجاد الارتفاع المناسب .

- إن شروط القص تحدد كما يلي :

من المعروف هناك نوعان من الثقب ، المباشر ، والذي يحدث على مساحة أبعادها الأفقية تساوي إلى مساحة مقطع العمود ، وارتفاعها ، هو

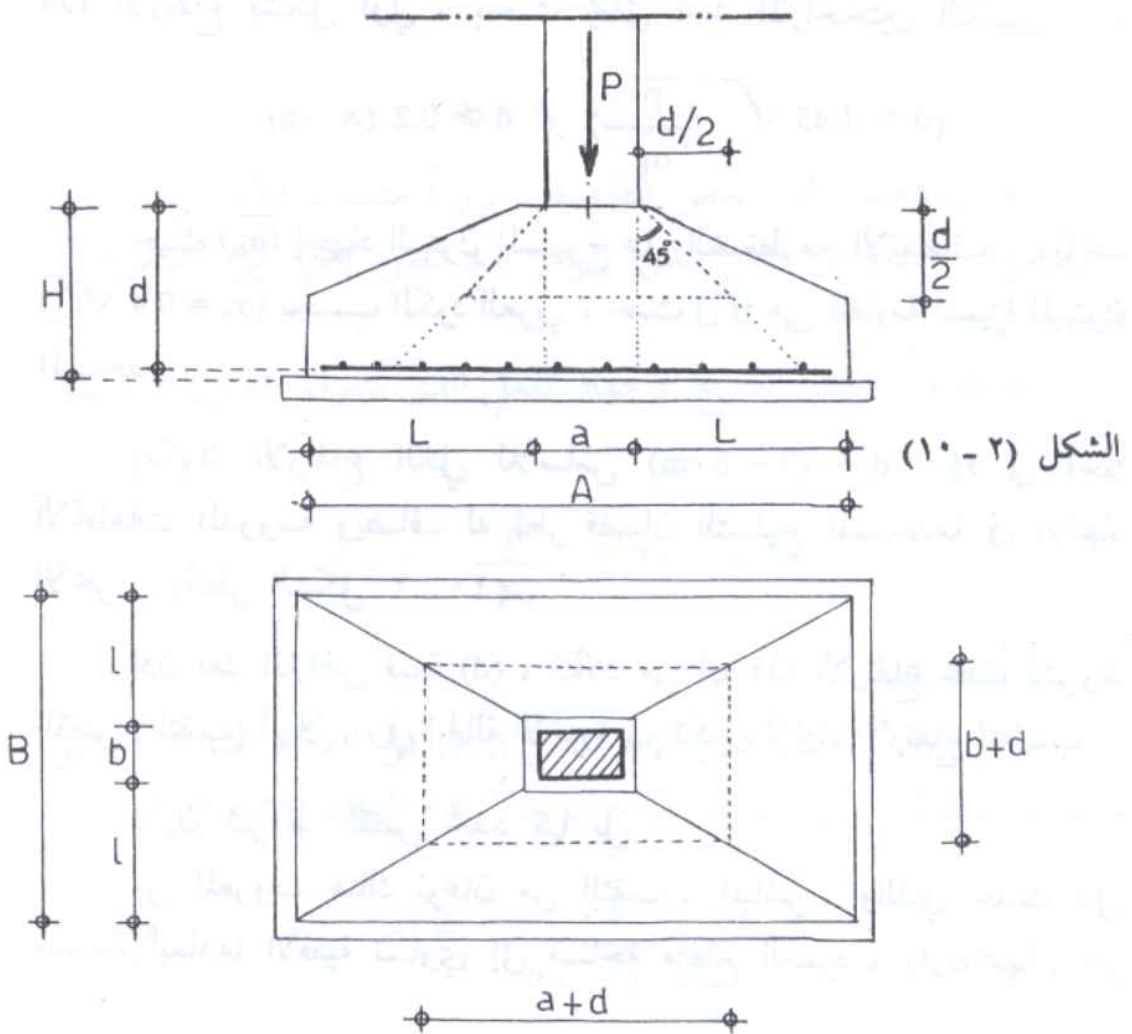
ارتفاع الأساس (H) وغير المباشر ، الذي يحدث عبر زاوية انتشار قدرها (45°) ضمن الأساس .
أ- الثقب المباشر :

إن إجهاد الثقب المباشر المطبق على الأساس هو :

$$(١٠ - ٢) \quad \tau_1 = \frac{P}{2 d (a+b)} \leq \bar{\tau}_1 \quad \text{kg/cm}^2$$

ويجب أن يكون هذا الإجهاد ، أقل أو مساوي إلى الإجهاد المسموح على القص المباشر ($\bar{\tau}_1$) ، والذي يمكن أخذه من الكود العربي حين استخدام الطريقة الكلاسيكية كما يلي :

$$(١١ - ٢) \quad \bar{\tau}_1 = 0.8 \sqrt{f_c}$$



ب - الثقب اللا مباشر :
 إن تحقيق الارتفاع المفترض (d) على الثقب اللا مباشر ، يتم كما يلي :
 يحدث هذا الثقب عبر زاوية توزع للحمولة مقدارها (45°) ، اعتباراً من
 وجه العمود ، كما هو موضح في الشكل (٢ - ١٠) .

وبهذا الانتشار ، يعتبر هرم الانهيار هو الكتلة من الأساس المحددة
 بالسطح العلوي المساوي إلى مقطع العمود الذي يحيطه $[2(a+b)]$ ومساحته
 $(a \times b)$ ، والسطح السفلي الذي يحيطه $2[(2d+a) + (2d+b)]$ ومساحته
 $[(2d+a) \cdot (2d+b)]$.

يدعى جذع الهرم هذا ، بهرم الانهيار على الثقب اللا مباشر .
 إن المقطع الحرج للقص ، هو المقطع الوسطي للهرم المذكور ، والذي
 يقع على مسافة قدرها $(\frac{d}{2})$ من وجه العمود . وتكون أبعاد هذا
 المقطع كما يلي :

محيطه : $f = 2[(a+d) + (b+d)]$ (٢ - ١٢)

مساحته : $F = (a+d) \cdot (b+d)$ (٢ - ١٣)

وبالتالي ، فقوة القص الحرج ، المؤثرة على بعد $(\frac{d}{2})$ من
 وجه العمود هي :

$Q = P - q \cdot F$ kg (٢ - ١٤)

حيث :

q = الاجهاد الصافي على تربة التأسيس ، من تأثير الحمولة الخارجية (P)
 فقط ، دون اعتبار وزن الأساس ، أو وزن التربة المردومة فوقه . . . أي أن :

$$q = \frac{P}{A.B} \text{ kg/cm}^2$$

- بعد حساب القوة (Q) ، يجري التأكد من كون الاجهاد الناجم عنها أقل أو يساوي الاجهاد المسموح للثقب اللا مباشر والذي يعتبر بحسب الكود العربي ($\bar{\tau}_2 = 0.55 \sqrt{f_c}$).

$$(16-2) \quad \tau_2 = \frac{Q}{d.f} \leq \bar{\tau}_2$$

وعندما تتحقق هذه المتراجحة ، فإننا لن نحتاج إلى تسليح عرضي خاص للقص .

* ننوه هنا إلى امكانية استخدام إحدى المعادلتين التاليتين ، لحساب الارتفاع الفعال مباشرة للأساس ، دون التحقق من شروط القص والثقب ، باعتبار أنها تحققان ذلك في العلاقة الأولى :

$$(1-16-2) \quad d = 0.25(a+b) + 0.5 \sqrt{\frac{N}{\tau_2 + \sigma_A}}$$

العلاقة الثانية ، معطاة بالمعادلة التالية :

$$(2-16-2) \quad (1.5 \sigma_A + 4.8 \bar{\tau}_2) d^2 + [(a+b)(2.4 \bar{\tau}_2 + 1.5 \sigma_A) d - 1.5 [P + \sigma_A (a+b)]] = 0$$

حيث :

(a , b) = أبعاد مقطع العمود

σ_A = إجهاد التربة المسموح

P = حمولة العمود الخارجية

N = حمولة العمود الخارجية مضافاً إليها الوزن الذاتي للأساس

$\bar{\tau}_2$ = معرفة أعلاه .

إن العلاقة (2-16-2) تعطي قيمة اقتصادية تقريباً للارتفاع الفعال .

* ملاحظات :

أ- يمكن استخدام العلاقة التالية ، بدلاً من العلاقة (2-16-2) :

$$(١٧ - ٢) \quad \tau_2 = \frac{Q}{m \cdot d_1 \cdot f} \leq \bar{\tau}_2$$

حيث :

$$m = 0.85 - 0.87$$

$d_1 =$ الارتفاع الفعال للأساس على بعد $(\frac{d}{2})$ من وجه

العمود

هذا وتستخدم أحياناً الصيغة (١٧ - ٢) بعد تبديل $(d_1 \text{ بـ } d)$ فيها . . .

ب - تأخذ بعض الحسابات ، بضرورة إجراء تحقيقات القص على مسافة قدرها (d) من وجه العمود ، وخاصة عندما يكون الأساس صندوقياً . . . انظر التطبيق (٢ - ٥ - ٦) .

٣ - حساب العزوم وإيجاد التسليح :

إن العلاقات الأكثر استخداماً لإيجاد عزوم الانعطاف ، هي العلاقات الموضحة أدناه ، والمستخرجة من خلال دراسة شرائح في المقطعين الحرجين $(x - x)$ و $(y - y)$ الموضحين في الشكل (٢ - ١١) :

$$(١٨ - ٢) \quad M_x = 0.125 \cdot q \cdot A (B - b)^2$$

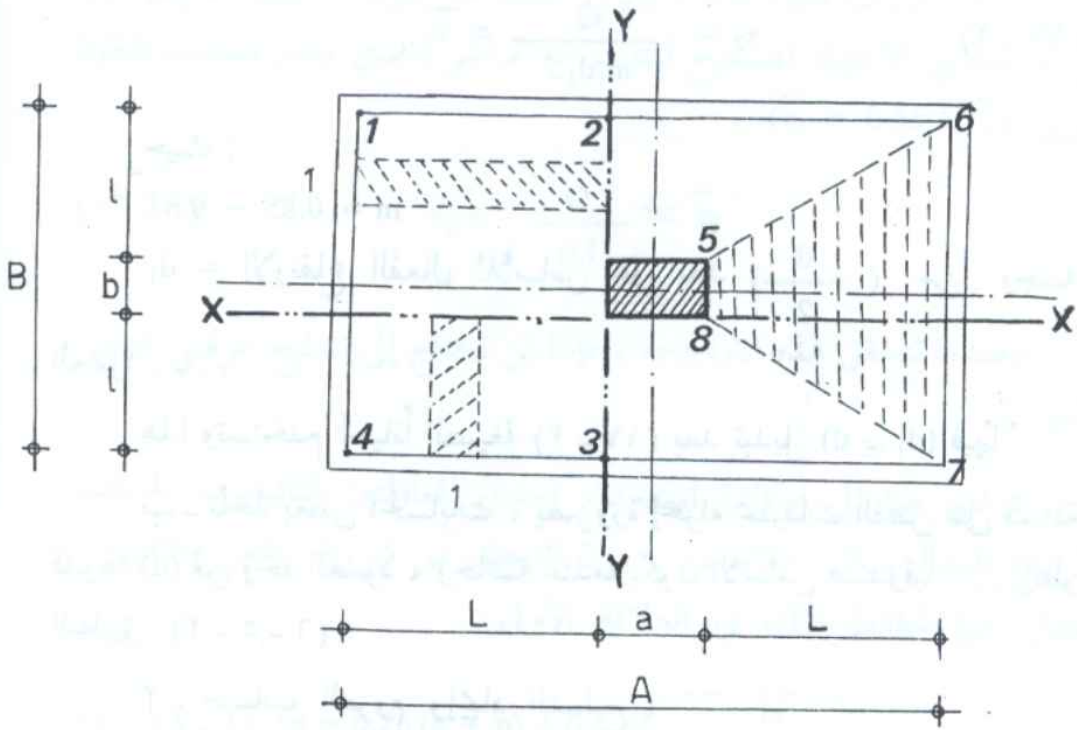
$$(١٩ - ٢) \quad M_y = 0.125 \cdot q \cdot B (A - a)^2$$

مع العلم بأن قيمة (q) معطيات في العلاقة (٢ - ١٥) .

ولما كان عرض كل شريحة في المقطعين المذكورين ، مساوياً إلى واحدة الأبعاد (1 m) مثلاً ، وكان $(L = \frac{A-a}{2})$ و $(l = \frac{B-b}{2})$ ، فإن العلاقتين (٢ - ١٨) و (٢ - ١٩) يؤولان على الشكل :

$$(٢٠ - ٢) \quad M_x = q \cdot \frac{l^2}{2}$$

$$(٢١ - ٢) \quad M_y = q \cdot \frac{L^2}{2}$$



الشكل (٢-١١)

- تبعاً لهذه العزوم ، تدرس مقاطع الأساس بالاتجاهين ، للتأكد من الارتفاع ، وحساب التسليح اللازم ، مع ملاحظة أن العرض الحسابي للمقطع على العزم يعتبر في الأساسات الهرمية ، مساوي إلى بعد العمود في الاتجاه المدروس مضافاً إليه مسافات البروز الأفقي حول العمود (في منطقة اتصاله مع الأساس) . على حين أن العرض الحسابي للأساس الصندوقي يساوي إلى البعد الكلي للأساس في الاتجاه المعتبر .

وننوه هنا إلى أن الارتفاع غالباً ما يكون محققاً ، فيما لو تحقق شرط الثقب اللامباشر .

- يوزع تسليح العزوم بانتظام في اتجاهي الأساس ، أو يمكن تكثيف التسليح في الثلث الوسطي للأساس (تحت العمود) في الاتجاهين المذكور ، وذلك على حساب التسليح في الأطراف .

٤ - اختيار قضبان التسليح ، وتحقيق التماسك :

يشترط عند حساب التسليح أن تحقق القضبان إجهادات التماسك المسموحة مع البيتون ، وذلك من خلال العلاقة التالية :

$$(٢٢ - ٢) \quad T = \frac{V}{0.87 n \cdot \pi \cdot \phi d} \leq \bar{T}$$

حيث (V) قوة القص عند وجه العمود :

$$(٢٣ - ٢) \quad V = q \cdot B \cdot L \quad \text{kg}$$

n = عدد القضبان المستعملة في التسليح .

والجداء $(n \cdot \pi \cdot Q)$ يمثل مجموع محيط هذه القضبان .

\bar{T} = إجهاد التماسك المسموح ... ويمكن اعتباره مساوياً إلى القيم التالية :

$\bar{T} = 10 \text{ kg/cm}^2$ من أجل القضبان الملساء .

$T = 15 \text{ kg}$ من أجل القضبان المحززة .

* ملاحظات هامة :

١ - في الأساسات المتدرجة ، يجب تحقيق الثقب اللا مباشر حول العمود ، وحول كل درجة من الأساس .

* طريقة أخرى في الحساب :

- نورد بإيجاز طريقة الحساب التالية ، والتي تستخدم أحياناً عند اعتبار

الأساس المدروس عنصراً مرناً ، أو صلباً . (أي في حالتي الحساب) .

- عند حساب عزم الانعطاف في الأساس ، قد يعتبر أن الجزء المدروس

هو المستطيل (1,2,3,4) الموضح في الشكل (٢ - ١١) السابق . وهذا الاعتبار يعطي قيماً للعزوم ، كما في العلاقات التالية :

$$(٢٤ - ٢) \quad M_y = 0.125 P (A - a)$$

(٢٥ - ٢)

$$M_x = 0.125 P (B - b)$$

إلا أن هذه العزوم تعتبر كبيرة نسبياً . وهي بالتالي إلى جانب الأمان بحِد كبير .

أما إذا اعتبرنا أن الجزء المدروس هو شبه المنحرف (5,6,7,8) الموضح في الشكل السابق ، فإن قيم العزوم الناتجة ، تساوي حينئذٍ إلى نصف القيم الموضحة في العلاقتين (٢٤ - ٢) و (٢٥ - ٢) . وهي قيم حدية ، يعتبر فيها هامش الأمان صغيراً .

وهناك علاقات توسط بين الاعتبارين المذكورين ، وتستخدم المعادلات التالية في حساب العزوم :

$$(٢٦ - ٢) \quad M_y = \frac{P}{24} \left[a + (A - a) \frac{2 B + b}{B + b} \right]$$

$$(٢٧ - ٢) \quad M_x = \frac{P}{24} \left[b + (B - b) \frac{2 A + a}{A + a} \right]$$

ويحسب على هذا العزم الارتفاع المطلوب للأساس باعتباره مرناً ، ويحقق على القص والثقب . هذا ونذكر بهذا الصدد ، بأن الارتفاع المطلوب للأساس الصلد ، يجب أن يحقق المتراجحة :

$$d \geq 0.25 (A - a)$$

ولتوضيح هذه الطريقة ، انظر التطبيق العددي ، في الفقرة (٢ - ٥ - ٢) .

* تذكرة بطرق حساب المقاطع الخاضعة للانعطاف البسيط :

نورد من أجل ذلك الطريقتين التاليتين :

أ - الطريقة الأولى : العلاقات الكلاسيكية الدارجة :

ونصادف حالتين لتصميم المقاطع :

- الحالة الأولى :

المعطيات : عزم الانعطاف المطبق (M) وحد مرونة الفولاذ (f_y) والمقاومة المميزة للبيتون (f_c) .

المطلوب : حساب الارتفاع الفعال للمقطع (d) ، التسليح اللازم (A_s) .

خطوات الحل :

١ - يجري حساب الاجهادات المسموحة لكل من البيتون والفولاذ ، وطبقاً للكود العربي يكون (انظر الجدول ٢-٢) :

$$\bar{\sigma}_b = 0.4 f_c \quad \bar{\sigma}_s = 0.55 f_y$$

٢ - يتم إيجاد قيمة المعامل (γ_0) بالعلاقة :

$$\gamma_0 = n \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_s} \quad \text{حيث } (n = 15)$$

٣ - بافتراض أن عرض المقطع المدروس هو (b_0) ، يحسب الارتفاع الفعال لهذا المقطع (d) وتسليحه النظري (A_s) كما يلي :

$$d = \gamma_h \sqrt{\frac{M}{b_0 \cdot \sigma_b}} \quad \text{Cm} \quad (٢٨ - ٢)$$

$$A_s = \frac{M}{\gamma_z \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \text{Cm}^2 \quad (٢٩ - ٢)$$

حيث (γ_z ، γ_h) معاملان يؤخذان من الجداول (٢-٣) بدلالة (γ_0) .

- الحالة الثانية :

المعطيات : f_y ، f_c ، d ، b_0 ، M .

المطلوب : حساب مساحة التسليح اللازم (A_s) .

خطوات الحل :

- ١ - بعد حساب $(\bar{\sigma}_b)$ و $(\bar{\sigma}_s)$ كما هو موضح في الحالة الأولى ، نوجد قيمة المعامل (ω_a) بالعلاقة :

$$(٣٠ - ٢) \quad \omega_a = \frac{n \cdot M}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_s}$$

وبدلالة هذا المعامل نوجد من الجداول (٢ - ٣) المعاملين (ω_b) و (γ_z) .

- ٢ - يكون التسليح النظري اللازم :

$$(٣١ - ٢) \quad A_s = \frac{M}{\gamma_z \cdot d \cdot \sigma_s}$$

- ٣ - يتم التحقق من قيمة الإجهادات الفعلية في البيتون بالعلاقة :

$$(٣٢ - ٢) \quad \sigma_b = \frac{M}{\omega_b \cdot b_0 \cdot d^2} \leq \bar{\sigma}_b$$

وإذا لم تتحقق هذه المتراجحة ، فإن المقطع يكون بحاجة لتسليح ثنائي .

ب - الطريقة الثانية :

يمكن مباشرة استخدام العلاقات التالية ، والتي تتوافق أيضاً مع افتراضات الطريقة الكلاسيكية ، وتتماشى مع بعض النظم الفرنسية (انظر التطبيق ٢ - ٥ - ٢) .

- ١ - يعطى الارتفاع الفعال لمقطع يتعرض إلى الانعطاف البسيط بالعلاقة :

$$(٣٣ - ٢) \quad d = \sqrt{\frac{M}{\mu_0 \cdot b_0}}$$

حيث (μ_0) معامل يحسب من جداء المعاملين (α_0, γ_0)

$$\mu_0 = \alpha_0 \cdot \gamma_0$$

وذلك مع اعتبار أن :

$$(٣٤ - ٢) \quad \alpha_0 = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_b}{\sigma_s + n \sigma_b}$$

$$(٣٥ - ٢) \quad \gamma_0 = \frac{\sigma_b}{2} \left(1 - \frac{\alpha_0}{3} \right)$$

٢ - التسليح اللازم للمقطع المعني :

$$(٣٦ - ٢) \quad A_s = \frac{M \cdot \bar{\sigma}_b}{2 \gamma_0 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{M}{d \left(1 - \frac{\gamma_0}{3} \right) \sigma_s}$$

تعطي الجداول (٢ - ٤) و (٢ - ٥) قيم (γ_0, α_0) من أجل قيم مختلفة لـ $(\bar{\sigma}_b)$ و (σ_s) حيث $(n = 15)$ في الجداول (٢ - ٤) و $(n = 10)$ في الجداول (٢ - ٥).

هناك بعض طرق الحساب ، التي تستخدم العلاقتين التاليتين (من أجل بيتون وتسليح عادي المقاومة) وذلك في حساب كل من الارتفاع الفعال ، ومساحة التسليح اللازمة :

$$(٣٦ - ٢) \quad d = 0.31 \sqrt{\frac{M}{b_0}}$$

$$(٣٧ - ٢) \quad A_s = \frac{M}{0.9 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

وهي مستخرجة من علاقات الطريقة الثانية .

انظر التطبيق العددي في الفقرة (٢ - ٥ - ٣) .

الجدول (٢ - ٢)

١ - قيم الاجهادات المسموحة للبيتون (الطريقة الكلاسيكية) .

الاجهادات الناعمية المسموحة للبيتون (الطريقة الكلاسيكية)	الصفة	الوضعية الاجهادية
250 225 200 180 165 150	$f'c$	المقاومة المميزة للبيتون عينات اسطوانية 15×30 سم العمر 28 يوماً .
300 270 240 220 200 180	$\frac{f'c}{0.83}$	المقاومة المكعبة للبيتون عينات مكعبة $20 \times 20 \times 20$ سم العمر 28 يوماً .
100 90 80 70 65 60	$= 0.4 f'c$	الضغط (عند الانعطاف او اللامركزية الكبيرة) (عناصر يزيد سمكها عن 20 سم)
75 67 60 54 50 45	$= 0.3 f'c$	الضغط البسيط (الاعمدة الوسطية)
68 60 54 48 45 40	$= 0.27 f'c$	الضغط البسيط (الاعمدة الطرفية)
60 54 48 43 40 36	$= 0.24 f'c$	الضغط البسيط (الاعمدة الركينة)
80 70 60 55 50 45	$= 0.32 f'c$	الضغط لبلاطات 8 سم (انعطاف ولا مركزية كبيرة)
90 80 70 60 55 50	$= 0.36 f'c$	الضغط لبلاطات 14 سم (انعطاف ولا مركزية كبيرة)
100 90 80 70 65 60	$= 0.4 f'c$	الضغط لبلاطات 20 سم أو أكثر (انعطاف ولا مركزية كبيرة)
66 60 53 48 44 40	$= \frac{0.8}{3} f'c$	الضغط للمقاطع T (الأجنحة بلاطات متواصلة) (انعطاف ولا مركزية كبيرة)
30 27 25 24 23 22	$= 1.8 \sqrt{f'c}$	الشد بالانعطاف أو اللامركزية الكبيرة للتحقق من وضع الشقوق على اعتبار (n=10)
20 18 17 16 16 15	$= 1.25 \sqrt{f'c}$	الشد المركزي أو اللامركزية الصغيرة للتحقق من وضع الشقوق على اعتبار (n=10)

يسمح بأخذ الاجهادات المسموحة للبيتون لحالة اللامركزية الصغيرة بالضغط وفق العلاقة :

$$F_c = [0.3 + \frac{e}{3i}] f'c \leq 0.4 f'c$$

حيث e اللامركزية و i ساقة المقطع باتجاه الانعطاف .

ب - قيم الاجهادات المسموحة على الشد أو الضغط لفولاذ التسليح (الطريقة الكلاسيكية)

الاجهاد المسموح كغ/سم ²	الصفة	المقاومة المميزة fy كغ/سم ²
1200 - 1300	$= 0.55 f_y$	2400
1800	$= 0.5 f_y$	3600
2000	$= 0.45 f_y$	4200

وتؤخذ القيمة الأصغر للاجهاد المسموح إذا كانت مقاومة البيتون $f'c$ صغيرة أو متوسطة أو كان اختبار التسليح غير كامل أو كان التنفيذ بدرجة جودة أقل من ممتازة ، على أن يتم تخفيض هذه الاجهادات المسموحة وفق ما يطلب لتحقيق عرض الشقوق (خاصة بعض عناصر المنشآت من النوع (وفق تصنيف الشقوق بالكوه)

ج - ملاحظة عامة عن الاجهادات المسموحة للبيتون وفولاذ التسليح

يسمح بزيادة الاجهادات المسموحة بمقدار 25% عند أخذ تأثير الرياح أو تأثير الأفعال غير المباشرة (التقليص والسيلان للبيتون والتغيرات الحرارية) أو كلاهما على أن تبقى الاجهادات في القطاعات ضمن الحدود المسموحة لوضعيات التحميل الأخرى .

جداول حساب المقاطع المستطيلة بالطريقة الكلاسيكية

$n\mu$	γ_o	γ_h	ω_b	ω_a	γ_x	γ_z
0.010	0.152	3.98	0.065	0.0096	0.132	0.950
11	159	90	66	105	138	954
12	167	83	68	114	144	952
13	175	78	71	123	149	950
14	180	70	73	133	154	940
0.015	0.189	3.64	0.075	0.0140	0.159	0.947
16	195	58	78	151	164	945
17	203	55	80	161	169	944
18	209	51	82	170	173	942
19	218	47	83	179	177	942
0.020	0.221	3.42	0.085	0.0188	0.181	0.940
21	227	38	87	197	185	938
22	232	36	89	206	189	937
23	238	32	90	216	193	930
24	244	30	92	224	296	935
0.025	0.250	3.27	0.093	0.0233	0.200	0.933
26	255	24	95	242	204	932
27	260	22	97	252	208	931
28	266	19	98	260	211	920
29	272	17	99	269	214	929
0.030	0.277	3.15	0.101	0.0278	0.217	0.928
32	287	11	103	296	223	926
34	297	07	106	314	229	924
36	306	04	108	332	235	922
38	316	01	111	350	241	920

$n\mu$	γ_o	γ_h	ω_b	ω_a	γ_s	γ_z
0.040	0.326	2.98	0.113	0.0377	0.246	0.918
42	336	95	115	385	251	916
44	345	92	117	403	256	915
46	355	90	119	420	261	913
48	362	87	121	437	266	911
0.050	0.370	2.85	0.123	0.0455	0.271	0.910
52	378	83	155	472	275	908
54	387	81	127	490	279	907
56	395	79	129	507	283	906
58	406	79	131	525	289	905
0.060	0.411	2.76	0.132	0.0543	0.291	0.904
62	419	74	133	560	295	902
64	426	72	134	576	299	900
66	435	71	136	593	303	899
68	443	69	138	611	307	898
0.070	0.451	2.68	0.149	0.0628	0.311	0.895
73	462	66	141	654	316	895
76	473	64	143	679	321	893
79	484	62	145	704	326	891
82	495	60	147	730	331	890
0.085	0.506	2.58	0.149	0.0755	0.336	0.888
88	518	587	151	780	341	888
91	529	56	153	800	346	885
94	538	55	155	880	350	883

$n\mu$	γ_o	γ_h	ω_b	ω_a	γ_x	γ_z
0.097	0.547	2.54	0.156	0.0855	0.354	0.882
0.100	0.558	2.52	0.158	0.0881	0.358	0.881
104	571	50	160	914	364	879
108	585	48	162	946	369	877
112	597	47	164	980	374	875
116	610	46	166	1013	379	874
0.120	0.624	2.45	0.168	0.1047	0.384	0.872
124	637	43	169	1080	389	870
128	650	42	171	1112	394	869
132	664	40	173	1143	399	867
136	676	39	175	1177	404	805
0.140	0.691	2.38	0.177	0.1210	0.409	0.864
146	710	37	179	1260	415	862
152	728	36	181	1308	421	860
158	744	34	183	1356	427	858
164	765	33	186	1405	433	856
0.170	0.871	2.32	0.188	0.1455	0.439	0.854
176	797	30	189	1500	444	852
182	814	29	191	1548	449	850
188	831	28	193	1594	454	489
194	849	27	195	1671	459	847
0.200	0.882	2.26	0.196	0.1690	0.463	0.855
210	890	25	199	1770	471	843
220	919	23	202	1850	479	841
230	940	22	204	1930	486	838

$n \mu$	γ_o	γ_h	ω_6	ω_a	γ_x	γ_z
240	970	20	206	2010	493	836
0.250	1.000	2.19	0.208	0.2080	0.500	0.833
260	028	18	211	2160	507	831
270	056	17	213	2240	514	829
280	0.84	16	215	2320	520	827
290	103	15	216	2390	525	825
0.300	1.103	2.14	0.218	0.2470	0.539	0.823
330	173	12	221	2620	540	820
340	220	11	224	2780	550	817
360	271	09	228	2920	580	83
380	325	08	231	3080	570	810
0.400	1.380	2.07	0.234	0.3230	0.580	0.807

الجدول (٢ - ٤) - (n = 15)

$\frac{\bar{\sigma}_b}{\text{Kg/Cm}^2}$		40	45	50	55	60	65	70
	α_0	0.300	0.325	0.349	0.371	0.319	0.411	0.429
	γ_0	18.000	20.060	22.093	24.101	26.087	28.053	30.000
1400	α_0	0.273	0.297	0.319	0.340	0.360	0.379	0.396
	γ_0	18.182	20.274	22.340	24.381	26.400	28.398	30.377
1600	α_0	0.250	0.273	0.294	0.314	0.333	0.351	0.368
	γ_0	18.338	20.455	22.549	24.619	26.667	28.694	30.702
1800	α_0	0.231	0.255	0.273	0.292	0.310	0.328	0.344
	γ_0	18.462	20.607	22.727	24.823	26.897	28.949	30.984
2000	α_0	0.214	0.235	0.254	0.273	0.290	0.300	0.323
	γ_0	18.572	20.739	22.881	25.000	27.097	29.173	31.231
2200	α_0	0.2000	0.220	0.238	0.256	0.273	0.289	0.304
	γ_0	18.667	20.854	23.016	25.155	27.273	29.370	31.449
2400	α_0	0.188	0.206	0.224	0.241	0.257	0.273	0.288
	γ_0	18.750	20.954	23.134	25.291	27.429	29.545	31.644
2600	α_0	0.176	0.194	0.211	0.228	0.243	0.250	0.273
	γ_0	18.823	21.043	23.239	25.413	27.568	29.702	31.818
2800	α_0	0.166	0.184	0.200	0.216	0.231	0.245	0.259
	γ_0	18.889	21.122	23.333	25.522	27.692	29.843	31.975
3000	α_0							
	γ_0							

الجدول (٢ - ٤) - (n = 15)

σ_b Kg/Cm ²		75	80	85	90	95	100
σ_s Kg/Cm ²	α_0	0.446	0.462	0.477	0.491	0.504	0.517
	γ_0	31.931	33.748	35.748	37.636	39.513	41.379
1400	α_0	0.413	0.426	0.443	0.458	0.471	0.484
	γ_0	32.339	34.285	36.217	38.135	40.041	41.935
1600	α_0	0.385	0.400	0.415	0.429	0.442	0.455
	γ_0	32.692	34.667	36.626	38.571	40.504	40.424
1800	α_0	0.360	0.375	0.389	0.403	0.416	0.429
	γ_0	33.000	35.000	36.985	38.955	40.912	42.857
2000	α_0	0.338	0.353	0.367	0.380	0.393	0.405
	γ_0	33.271	35.294	37.302	39.295	41.276	43.243
2200	α_0	0.319	0.333	0.347	0.360	0.373	0.385
	γ_0	33.511	35.556	37.585	39.600	41.061	43.590
2400	α_0	0.302	0.316	0.329	0.342	0.354	0.366
	γ_0	33.725	35.789	37.839	39.873	41.894	43.902
2600	α_0	0.287	0.300	0.313	0.325	0.337	0.349
	γ_0	33.917	36.00	38.067	40.120	42.160	44.186
2800	α_0	0.273	0.286	0.298	0.310	0.322	0.333
	γ_0	34.091	36.190	38.275	40.345	42.401	44.444
3000	α_0						
	γ_0						

الجدول (٢ - ٥) - (n = 10)

$\frac{\sigma_s}{K_g/Cm^2}$ $\frac{\sigma_s}{K_g/Cm^2}$		40	45	50	55	60	65	70
1400	α_0	0.222	0.243	0.263	0.282	0.300	0.317	0.333
	γ_0	18.519	20.676	22.807	24.915	27.000	29.065	31.111
1600	α_0	0.200	0.220	0.238	0.256	0.273	0.289	0.304
	γ_0	18.667	20.854	23.016	25.155	27.273	29.370	31.449
1800	α_0	0.181	0.200	0.217	0.234	0.250	0.265	0.280
	γ_0	18.789	21.000	23.188	25.355	27.500	29.625	31.733
2000	α_0	0.167	0.184	0.200	0.216	0.231	0.245	0.259
	γ_0	18.889	21.122	23.333	25.523	27.692	29.843	31.975
2200	α_0	0.154	0.170	0.185	0.200	0.214	0.228	0.241
	γ_0	18.974	21.226	23.457	25.667	27.857	30.292	32.184
2400	α_0	0.143	0.158	0.172	0.186	0.200	0.213	0.226
	γ_0	19.048	21.315	23.563	25.791	28.000	30.191	32.366
2600	α_0	0.133	0.148	0.161	0.175	0.188	0.200	0.212
	γ_0	19.111	21.393	23.656	25.899	28.125	30.333	32.525
2800	α_0	0.125	0.138	0.152	0.164	0.167	0.189	0.200
	γ_0	19.167	21.462	23.737	25.995	28.235	30.459	32.667
3000	α_0	0.118	0.130	0.143	0.155	0.167	0.178	0.189
	γ_0	19.216	21.522	23.810	30.571	28.571	30.793	32.793

الجدول (٢ - ٥) - (n = 15)

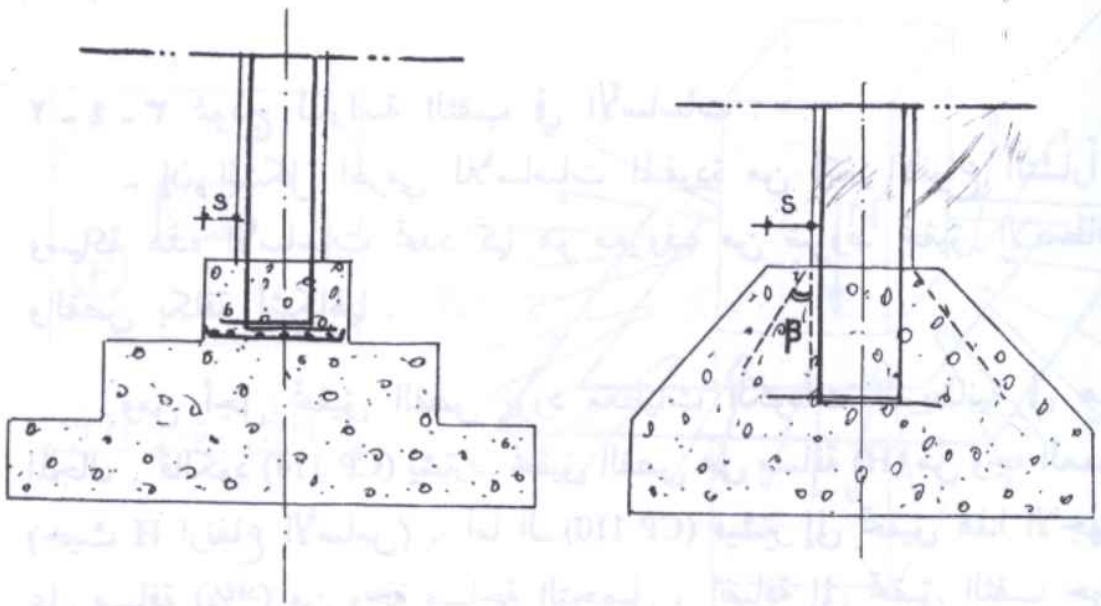
σ_b Kg/Cm ²		75	80	85	90	95	100
σ_s Kg/Cm ²	α_0	0.349	0.364	0.378	0.391	0.404	0.417
	γ_0	38.139	35.151	37.148	39.130	41.099	43.056
1400	α_0	0.319	0.300	0.347	0.360	0.373	0.385
	γ_0	33.511	35.556	37.585	39.600	41.601	43.590
1600	α_0	0.294	0.308	0.321	0.333	0.345	0.357
	γ_0	33.824	35.897	37.956	40.000	42.030	44.048
1800	α_0	0.273	0.286	0.298	0.310	0.322	0.333
	γ_0	34.091	36.190	38.275	40.345	42.401	44.444
2000	α_0	0.254	0.267	0.279	0.290	0.302	0.313
	γ_0	34.322	36.444	38.552	40.645	42.725	44.792
2200	α_0	0.238	0.250	0.262	0.273	0.284	0.294
	γ_0	34.524	36.667	38.795	40.909	43.010	45.098
2400	α_0	0.224	0.235	0.246	0.257	0.268	0.278
	γ_0	34.701	36.863	39.010	41.143	43.263	45.370
2600	α_0	0.211	0.222	0.231	0.243	0.253	0.263
	γ_0	34.859	37.037	39.201	41.351	43.489	45.614
2800	α_0	0.200	0.211	0.221	0.231	0.241	0.250
	γ_0	35.000	37.193	39.372	41.538	43.692	45.833
3000	α_0						
	γ_0						

٢-٤-٢ الأساسات غير المسلحة :

- بغية توفير التكاليف ، يمكن تنفيذ أساسات منفردة معرضة لحمولات مركزية ، من البيتون العادي أو المغموس ، وذلك عندما تكون الحمولات المنقولة إلى الأساس صغيرة نسبياً ، وتربة التأسيس جافة ، وذات تحمل كبير .

والشكل المألوف لهذه الأنواع هو الأساس المتغير المقطع (إما بشكل متدرج أو بشكل مائل) - حسب الشكل (٢-١٢) .

- ينصح في هذه الأساسات ، وضع تسليح خفيف بقطر (6-8 mm) في الطبقات العليا من الأساسات ، بغية ترابط قضبان العمود معه . كما ينصح بألا تقل المسافة (S) الموضحة في الشكل (٢-١٢) عن (15 Cm) .



الشكل (٢-١٢)

- إذا لم تحدد شروط الإنشاء متطلبات خاصة بالبيتون العادي أو المغموس ، فيمكن حينئذٍ استخدام القيم التالية لمقاومة الضغط المسموحة لهذه الأنواع :

$$\begin{aligned} \overline{\sigma_b} &\leq 15 \text{ Kg/Cm}^2 && \text{للبيتون العادي :} \\ \overline{\sigma_b} &\leq 10 \text{ Kg/Cm}^2 && \text{للبيتون المغموس :} \end{aligned}$$

تقدر الزاوية (β) الموضحة في الشكل أعلاه ، والتي تتوزع فيها إجهادات الضغط داخل الأساس كما يلي :

للبيتون العادي : $\beta \approx 40^\circ$

للبيتون المغموس : $\beta \approx 27^\circ$

تصمم هذه العناصر بشكل مشابه للأساسات المسلحة ، حيث يتم تحقيق الأبعاد المختلفة ، لمقاومة العزوم (بحيث لا تخلق إجهادات شادة في البيتون ، تزيد عن القيم المسموحة) . وكذلك لمقاومة القص ... والتطبيقات العددية (٢ - ٥ - ٤) و (٢ - ٥ - ٥) ، توضح كيفية تصميم الأنواع والنماذج المختلفة للأساسات المنفردة ، الخاضعة لحمولات مركزية .

٢ - ٤ - ٣ نموذج لدراسة الثقب في الأساسات :

- إن الشكل الهرمي للأساسات المنفردة من أكثر الأنواع انتشاراً ، وسماكة هذه الأساسات تحدد كما هو معروف من شروط تحقيق الانعطاف والقص بكافة أشكالهما .

ومن أجل تحقيق القص نورد معطيات الكودات البريطانية في هذا المجال . فالكود (CP 114) يشترط تحقيق القص على مسافة (H) من وجه العمود (حيث H ارتفاع الأساس) . أما الـ (CP 110) فيشير إلى تحقيق هذا الاجهاد على مسافة ($3H/2$) من وجه مساحة التحميل ، إضافة إلى تحقيق الثقب حول محيط العمود وفق الطريقة المشروحة أدناه :

وننوه هنا إلى أن كل من (CP 110) و (CP 114) يشترط (كبقية الكودات) في الأساسات الحاملة لأعمدة بيتونية . بأن يكون عزم الانعطاف الأعظمي عند أي مقطع ، مساوٍ إلى مجموع العزوم لجميع القوى على جانب واحد في المقطع .

ويكون وجه العمود ، هو المقطع الحرج لعزم الانعطاف ...

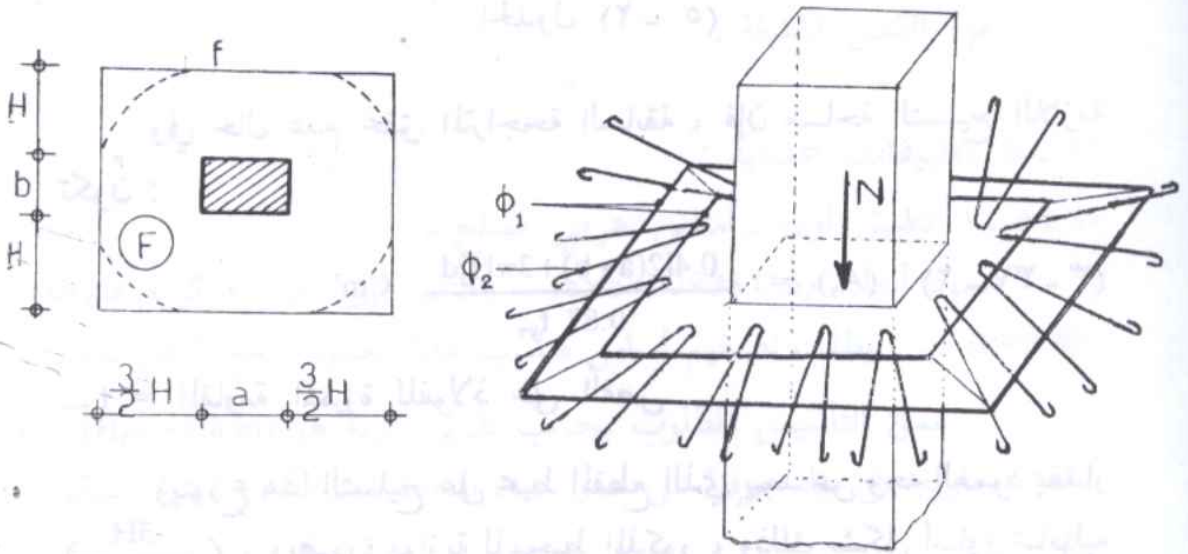
* تحقيق الثقب بحسب (CP 110) :

- تعامل الأساسات في حساب القص والثقب ، معاملة البلاطات ...
- فتحت تأثير حمولة مركزة (N) مطبقة على العمود ، يكون محيط القص الحرج على مسافة $(3H/2)$ من وجه العمود ، كما هو موضح في الشكل (١-١٢-٢) .
- ويكون محيط هذه المساحة :

$$f = 2(a+b) + 3\pi H \quad (١-٣٧-٢)$$

حيث :

$2(a+b)$ ، تمثل محيط المساحة المحملة مباشرة (محيط العمود) .



الشكل (١-١٢-٢)

- يفترض في هذه الحسابات أن قوى القص حول المحيط (f) ، تتوزع بانتظام . إذا كانت الحمولة (N) مركزية .
- ليس هناك داعٍ إلى تسليح خاص بالقص إذا تحققت المتراجحة التالية :

$$\tau = \frac{N}{[(2(a+b)+3\pi H)d]} \leq \xi \cdot \pi \quad (٢-٣٧-٢)$$

حيث :

$\bar{\tau}$ = إجهاد القص الأعظمي المسموح في البتون ، بدون تسليح خاص (مساهمة البتون) .

ξ = معامل تصعيد للسماكات الصغيرة ، يؤخذ كما يلي :

السماكة (H)Cm	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	>30
ξ	1.120	1.18	1.16	1.14	1.12	1.10	1.08	1.06	1.04	1.102	1.00	1.00

الجدول (٢ - ٥)

وفي حال عدم تحقق المتراجحة السابقة ، فإن مساحة التسليح اللازمة تكون :

$$(A_s)_r = \frac{0.4[2(a+b)+3\pi H]d}{0.87 f_{yr}} \text{ Cm}^2 \quad (٣ - ٣٧ - ٢)$$

f_{yr} = المقاومة المميزة للفلواز على القص .

ويتوزع هذا التسليح على محيط المقطع الذي يبعد عن وجه العمود بمقدار $(\frac{3H}{4})$ ، وبصورة موازية للمحيط المذكور ، وذلك بشكل أساور شاقولية

أو مائلة ، بقطر لا يزيد عن $(\frac{H}{25})$ للشاقولية و $(\frac{H}{20})$ للمائلة ،

مع المحافظة على مسافة بين الأساور مساوية إلى $(\frac{3H}{4})$ من مركز

الحمولة إن أمكن . هذا ويبين الشكل السابق نموذجاً لشاكل يجوز استخدامها كتسليح للقص ، مربوطة بقضبان محيطية على هيئة قفص .

* ملاحظة :

يفترض في الحساب أن قوى القص ، تتوزع بانتظام حول المحيط (f) ،
إذا كانت الحمولة المطبقة مركزية . أما في حال تعرض العنصر المدروس
للامركزية ، فإنه ينصح بتصعيد مقاومة القص (τ) بمعامل قدره :

$$1 + 12.5 \frac{M}{Q.A}$$

حيث :

A = الطول المدروس باتجاه العزم (M) الناجمة عن اللامركزية (e) ...

$$M = N.e$$

Q = قوة القص المطبقة .

٢-٥ تطبيقات عددية :

٢-٥-١ تطبيق أول - أساس هرمي مسلح -

عمود أبعاده ($a \times b = 40 \times 35$ Cm) . يتعرض إلى حمولة مركزية قدرها

(P=50T) ... يطلب تصميم أساس مناسب لهذا العمود ، مع العلم بأن :

أ- عمق التأسيس المطلوب بحسب تقرير التربة هو ($H_f = -1.8$ m) .

والتربة حاوية على مياه جوفية على عمق قدره ($H_w = -1.0$ m) ، حسب الشكل

(٢-١٣) .

ب- تربة التأسيس لها المواصفات التالية :

الوزن الحجمي $\gamma_s = 1800$ Kg/m³

زاوية الاحتكاك الداخلي $\phi = 18^\circ$

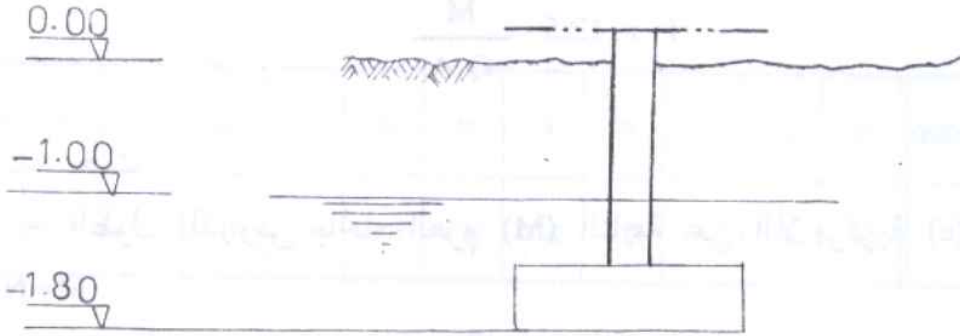
التماسك $C = 0.25$ Kg/Cm²

ج- مواصفات البيتون والفولاذ كما يلي :

المقاومة المميزة للبيتون $f'_c = 180$ Kg/Cm²

حد السيلا ن للفلوا ذ الأمل س $f_y = 2400 \text{ Kg/Cm}^2$

ء - معام ل الأمان المطلوب ف ف حساب الإجهاد المسموح على التربة هو
(4)



الشكل (٢ - ١٣)

الحل :

لإيجاد إجهاد التربة المسموح ، نستخدم معطيات الفقرة (١ - ٤) حيث سنقارن بين طريقتين . ولذلك سنفترض بشكل أولي أن أبعاد الأساس $(B \times A = 2 \times 3 \text{ m})$.

أ - باستخدام العلاقة (١ - ٢) وتعديلها بناءً على الملاحظة (٣) في نفس الفقرة نجد :

$$\sigma_u = \alpha \cdot \gamma \cdot H_f \cdot N_q + \beta \cdot 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + C \cdot N_c \left(1 + 0.3 \frac{B}{A}\right)$$

ولما كان :

$$\frac{H_w}{H_f} = \frac{0.8}{1.8} = 0.45$$

$$\frac{H'_w}{B} = \frac{0}{2} = 0$$

نجد من الجدول (١ - ٣ - ١) أن :

$$\alpha = 0.775$$

$$\beta = 0.50$$

ومن أجل زاوية الإحتكاك ($\phi=18^\circ$) . يعطينا الجدول (١ - ٢) القيم التالية :

$$N_q = 7 \quad N_\gamma = 4,2 \quad N_c = 17$$

وتصبح العلاقة السابقة كما يلي ، (بعد استخدام الواحدات بالكيلوغرام والسنتيمتر) .

$$\sigma_u = 0,775 \times 0,0018 \times 180 \times 7 + 0,50 \times 0,4 \times 0,0018 \times 200 \times 4,2 + 0,25 \times 17 \left(1 + 0,3 \frac{200}{300} \right)$$

$$\sigma_u = 7.16 \text{ Kg/Cm}^2$$

ومن أجل معامل أمان يساوي (4) يكون إجهاد التربة المسموح :

$$\sigma_A = \frac{\sigma_u}{4} = 1,8 \text{ Kg/Cm}^2$$

ب - باستخدام العلاقة (١ - ٥) نستطيع أيضاً الحصول على الإجهاد المسموح كما يلي :

$$\sigma_A = K [x.c + \gamma(y.B + z.H_f)]$$

نحصل على قيم (x,y,z) من الجدول (١ - ٣) بدلالة (ϕ) :

$$x=5.31 \quad y=0,43 \quad z=2,72$$

إذن :

$$\sigma_A = K[5.31 \times 0,25 + 0,0018 (0,43 \times 200 + 2,72 \times 180)]$$

$$\sigma_A = K \times 2.36$$

وطالما أن (K) معامل يتعلق بالمياه الجوفية ويساوي (0.6-0.8) فإن قيمة (σ_A) ستختصر بين (1.4) و (1.9) .

إذن سنعتبر في مسألتنا أن ($\sigma_A = 1.80 \text{ kg/Cm}^2$) .

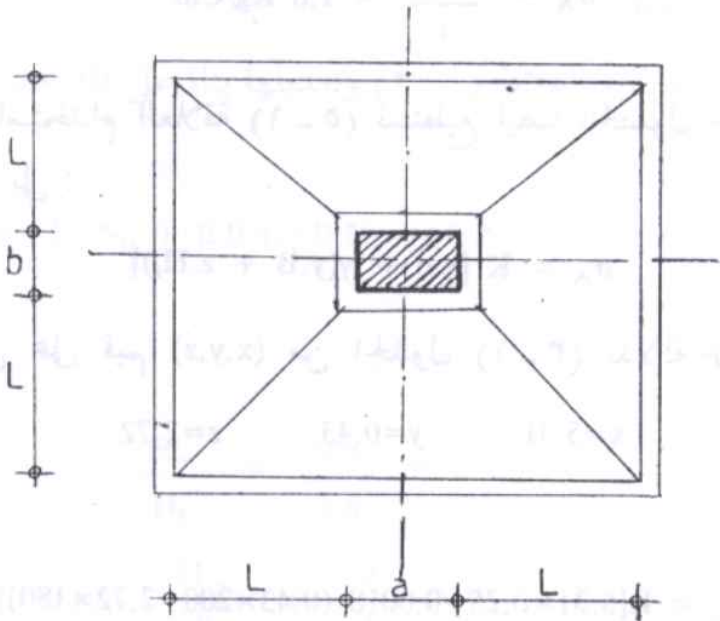
بعد ذلك نصمم الأساس وفقاً لمعطيات الفقرة (٢ - ٤ - ١) ، وسنختار أساس هرمي .

١ - حساب أبعاد القاعدة :

سنستخدم العلاقة (٢ - ٩) لإيجاد المساحة اللازمة للأساس . فنبعتبر أن الوزن الحجمي الوسطي لمادتي التربة والأساس $\gamma = 2 \text{ T/m}^3$ نجد :

$$A_f' = \frac{P}{\sigma_A - \gamma \cdot H_f} = \frac{60}{18 - 2 \times 1.8} = 4.17 \text{ m}^2$$

وبغية تحقيق بروز متساوي قدره (L) للأساس ، من كافة أطراف العمود ، هناك عدة طرق ، منها الطريقة التالية (الشكل ٢ - ١٤) :



الشكل (٢ - ١٤)

$$A'_f = (2L+a) (2L+b)$$

$$4.17 = (2L+0.35) (2L+0.40)$$

وبحل هذه المعادلة نحصل على $L=0.834 \text{ m}$

لذلك نعتبر $(L=0.85)$ بحيث تصبح الأبعاد الكلية للأساس :

$$A_f = A \times B = 2,10 \times 2,05 = 4,30 \text{ m}^2$$

ويكون الاجهاد الفعلي المطبق على تربة التأسيس :

$$\sigma'_A = \frac{N}{A_f} = \frac{1.10 \times 60000}{43000} = 1.53 \text{ Kg/Cm}^2$$

٢ - إيجاد ارتفاع الأساس :

نفترض أن الارتفاع الكلي للأساس $(H=45)$ ، حيث

$$H < \frac{A-a}{4} = 42.5 \text{ Cm} , \text{ ونعتبر سماكة التغطية (3 Cm) فيكون } d=42 \text{ Cm} .$$

ونحقق هذا الارتفاع كما يلي :

أ - الثقب المباشر ، (من العلاقة ٢ - ١٠) نجد :

$$\tau_1 = \frac{P}{2d (a+b)} \leq \bar{\tau}_1$$

نحسب قيمة (τ_1) المسموحة :

$$\bar{\tau}_1 = 0.8 \sqrt{180} = 10,7 \text{ Kg/Cm}^2$$

أما قيمة (τ_1) المطبقة فهي :

$$\tau_1 = \frac{60000}{2 \times 42 (40+35)} = 9.5 \text{ Kg/Cm}^2 < 10,7$$

إذن فالارتفاع المفترض ، يحقق الثقب المباشر .

ب - الثقب اللامباشر (القص) :

نستخدم العلاقة (٢ - ١٦) :

$$\tau_2 = \frac{Q}{d.f} \leq \bar{\tau}_2 = 0.55 \sqrt{f'_c}$$

حيث : $Q = p - q.F$ (من العلاقة ٢ - ١٤)

$$Q = 60000 - \frac{60000}{43000} (40+42) (35+42)$$

$$Q = 51190 \text{ Kg}$$

• (من العلاقة ٢ - ١٢) $f = 2 [(40+42) + (35+42)] = 318 \text{ Cm}$

$$\tau_2 = \frac{51190}{42 \times 318} = 3.8 \text{ Kg/Cm}^2 < 7.3$$

إذن فهذا الإجهاد محقق أيضاً .

٣ - حساب العزوم وإيجاد التسليح :
من العلاقة (٢ - ٢٠) نجد أن العزم في المقطع الحرج (على وجه العمود) هو :

$$M = \frac{60000}{4.3} \cdot \frac{(0.85)^2}{2} = 5070 \text{ Kg.m/m}$$

نتحقق من الإجهادات في البيتون بالطريقة الكلاسيكية ، ثم نحسب التسليح اللازم :

$$\omega_a = \frac{15 M}{b_o . d^2 . \sigma_s}$$

حيث (σ_s) الاجهاد المسموح للفلواز :

$$\omega_s = \frac{15 \times 504000}{60 \times (42)^2 \times 1320} = 0.054$$

وبدلالة هذا العامل نجد من الجداول :

$$\omega_b = 0.132 \quad \gamma_z = 0.904$$

وتكون مساحة التسليح اللازم :

$$A_s = \frac{M}{\gamma_z \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{504000}{0.904 \times 42 \times 13.0} = 10.05 \text{ Cm}^2/\text{m}$$

نتحقق بعدئذٍ من الاجهادات في البيتون :

$$\sigma_b = \frac{M}{\omega_b \cdot b_o \cdot d^2} = \frac{504000}{0.107 \times 60 (42)^2}$$

$$\sigma_b = 36 \text{ Kg/Cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 0.4f'_c = 72 \text{ Kg/Cm}^2$$

نختار (5φ16/m) . ونتحقق من التماسك كما يلي (من العلاقة ٢ - ٢٢) :

$$T = \frac{V}{0.87 \cdot n \cdot \pi \cdot \phi \cdot d} \leq \bar{T} = 10 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$(من العلاقة ٢ - ٢٣) \quad V = q \cdot B \cdot L = \frac{60000}{4.30} \times 2.05 \times 0.85$$

$$V = 24114 \text{ Kg}$$

عدد القضبان (n=2.05×5=10,25) نستخدم (11) قضيب قطر

(16 مم) .

مجموع محيط القضبان :

$$n \cdot \pi \cdot \phi = 11 \times 3,14 \cdot 1,6 = 55.29 \text{ Cm}$$

إذن :

$$T = \frac{24114}{0.87 \times 55,29 \times 42} \cdot 0.004 \cdot 11.93 \text{ Kg/Cm}^2$$

وهي أكبر من قيمة ($\bar{T}=10 \text{ Kg/Cm}^2$) ، لذلك نستبدل عدد القضبان من خلال استخدامنا ($7\phi 14/m = 10,77 \text{ Cm}^2$) ، والتي يكون مجموع محيطها مساوٍ إلى :

$$7 \times 2.05 \times 3.14 \times 1.4 = 63.11 \text{ C m}$$

حيث يصبح :

$$T = \frac{24114}{0.87 \times 63.11 \times 42} \approx 10 \text{ Kg/Cm}^2$$

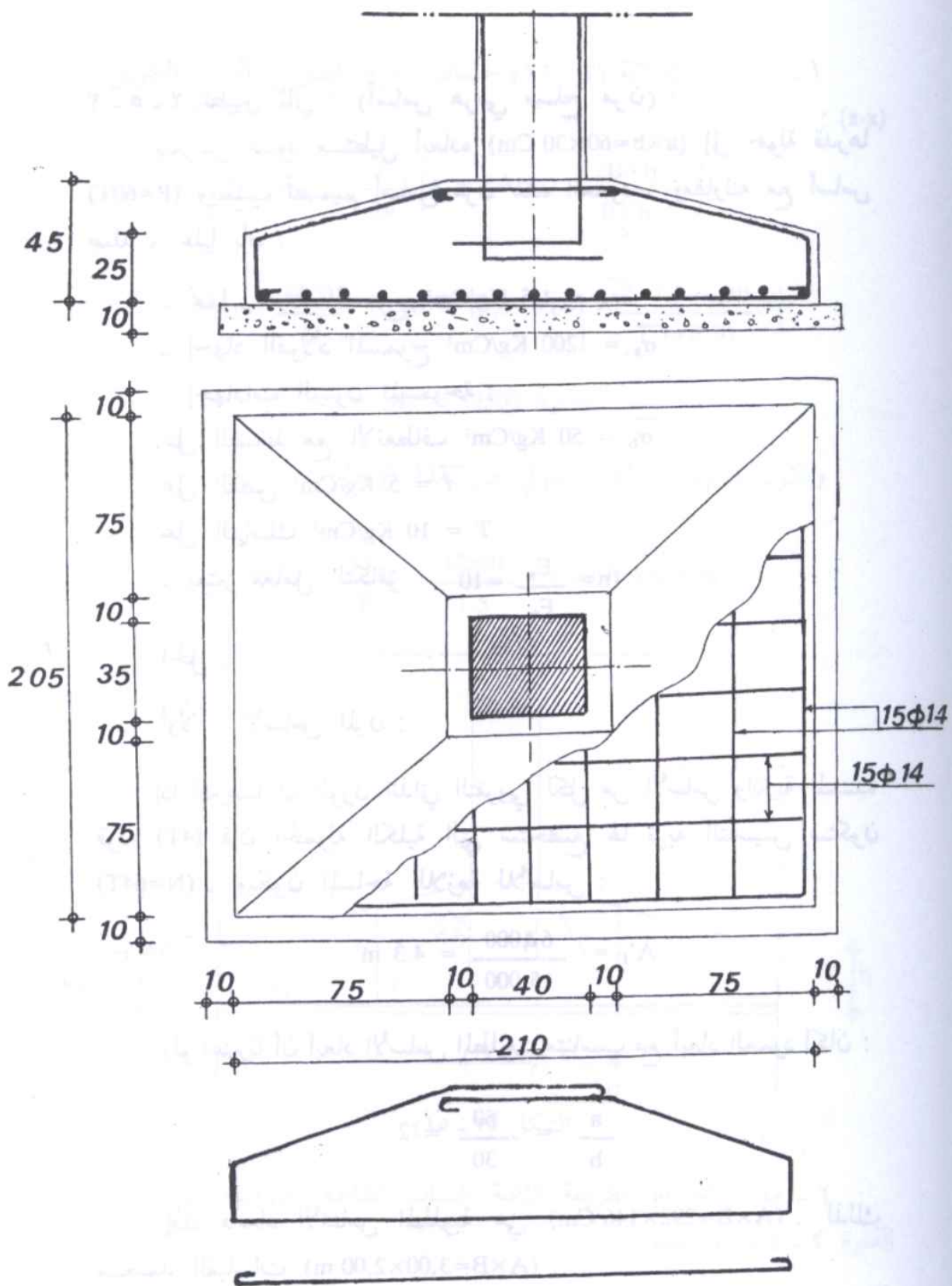
إذن نستخدم في الأساس العدد الاجمالي التالي من قضبان بقطر (14 mm) :

$$7 \times 2.10 \approx 15 \quad \text{في الاتجاه الطويل} :$$

$$7 \times 2.05 \approx 15 \quad \text{في الاتجاه الطويل} :$$

ونرسم تفصيلات التسليح بعد أن نعتبر الارتفاع الصغير للأساس ($h=25 \text{ Cm}$) بحسب الشرط (٣) من الفقرة (٢-٢) .

كما نرفع تحت العمود قضيبين في الاتجاه القصير وثلاثة قضبان في الاتجاه الطويل ، وذلك بحسب الشرط (٩) من الفقرة المذكورة . وتكون تفصيلات التسليح كما هو موضح في الشكل (٢-١٥) .



الشكل (٢-١٥)

٢-٥-٢ تطبيق ثاني : (أساس هرمي مسلح مرن) .

يتعرض عمود مستطيل أبعاده $(a \times b = 60 \times 30 \text{ Cm})$ إلى حمولة قدرها $(P=60T)$ ويطلب تصميم أساس مرن لهذه العمود ، ومقارنته مع أساس صلد ، علماً بأن :

- تحمل التربة المسموح $\bar{\sigma}_A = 1.5 \text{ Kg/Cm}^2$

- إجهاد الفولاذ المسموح $\bar{\sigma}_s = 1200 \text{ Kg/Cm}^2$

- إجهادات البيتون المسموحة :

على الضغط مع الانعطاف $\bar{\sigma}_b = 50 \text{ Kg/Cm}^2$

على القص $\bar{\tau} = 5 \text{ Kg/Cm}^2$

على التماسك $T = 10 \text{ Kg/Cm}^2$

- يعتبر معامل التكافؤ $(n = \frac{E_s}{E_b} = 10)$

الحل :

أولاً : الأساس المرن :

إذا افترضنا أن الوزن الذاتي التقريبي لكل من الأساس والتربة المستندة فوقه $(4T)$ فإن الحمولة الكلية التي ستخضع لها تربة التأسيس ستكون $(N=64T)$ ، وتكون المساحة اللازمة للأساس :

$$A'_f = \frac{64000}{15000} = 4.3 \text{ m}^2$$

ولو اعتبرنا أن أبعاد الأساس المطلوب متناسب مع أبعاد العمود لكان :

$$\frac{a}{b} = \frac{60}{30} = 2$$

إذن فأبعاد الأساس المطلوبة هي $(A \times B = 292 \times 146 \text{ Cm})$. لذلك سنعتمد القياسات $(A \times B = 3,00 \times 2,00 \text{ m})$.

١ - نستخدم العلاقة (٢ - ٢٦) لحساب العزم المطبق في الاتجاه الطويل

: (x-x)

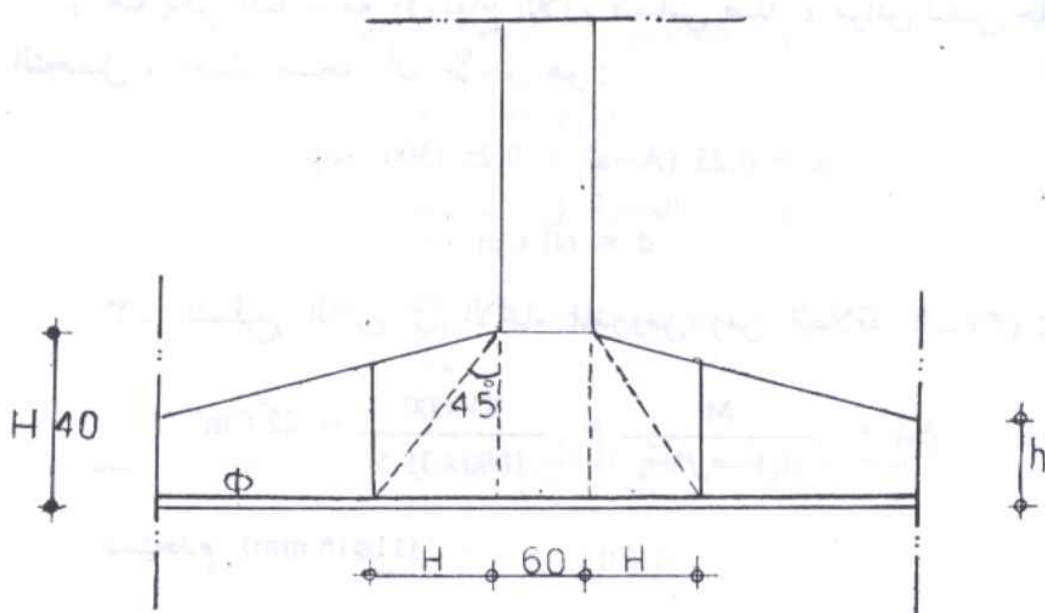
$$M_y = \frac{P}{24} \left[a + (A-a) \frac{2B+b}{B+b} \right]$$

$$M_y = \frac{60000}{24} \left[0.60 + (3,0-0.60) \frac{2 \times 1,5 + 0,30}{1,5 + 0,30} \right]$$

$$M_y = 12500 \text{ Kg.m}$$

ويكون العزم في المتر الطولي من هذا الاتجاه :

$$\overline{M}_y = \frac{M_y}{B} = \frac{12500}{1.5} = 8350 \text{ Kg.m/m}$$



الشكل (٢ - ١٥)

٢ - مع استخدام الطريقة الثانية لحساب المقاطع (الموضحة في نهاية

الفقرة ٢ - ٤ - ١) نجد :

الارتفاع الفعال المطلوب للأساس :

$$d = \sqrt{\frac{\overline{M}_y}{b_o \cdot \mu_o}}$$

ولدينا $b_o = 1 \text{ m}$ عرض المقطع المدروس .

$$\mu_o = 6.63 \text{ (من أجل } \sigma_s = 1200, \sigma_b = 50, n = 10 \text{)}$$

$$\alpha_o = 0.294, \gamma_o = 22.55 \text{ حيث}$$

$$d = \sqrt{\frac{835000}{100 \times 6.63}} = 35.5 \text{ Cm}$$

نعتبر الارتفاع الكلي $(H = 40 \text{ Cm})$.

هنا يمكن المقارنة مع الارتفاع اللازم لأساس صلد ، موافق لنفس حالة التحميل ، حيث سنجد أن الأخير هو :

$$d \geq 0.25 (A - a) = 0.25 (300 - 60)$$

$$d \leq 60 \text{ Cm}$$

٣ - التسليح اللازم في الاتجاه المدروس (من العلاقة ٢ - ٣٧) :

$$A_{sy} = \frac{M}{d(1 - \alpha_o/3)\sigma_s} = \frac{835000}{1080 \times 35.5} = 22 \text{ Cm}^2$$

نستخدم $(11\phi 16 \text{ mm})$.

٤ - وب نفس الطريقة نحسب العزم والتسليح اللازم في الاتجاه الآخر ،

ف نحصل على :

$$\overline{M}_x = 2085 \text{ Kg.m/m}$$

ويكون التسليح :

$$A_{sx} = \frac{208500}{1080 \times 33} = 5.9 \text{ Cm}^2$$

نستخدم (8φ10 mm)

٥ - حساب القص (الثقب) :

- القوة القاصة :

$$Q = P - (a+2H)(b+2H) \sigma_A$$

$$Q = 60000 - (60+2 \times 40)(30+2 \times 40) 1.5$$

$$Q = 37000 \text{ Kg}$$

- مقطع التسليح المعرض لهذه القوة :

$$A_s = 2 (1.10 \times 22 \text{ Cm}^2 + 1.40 \times 5.9 \text{ Cm}^2)$$

$$A_s = 65 \text{ Cm}^2$$

وتكون الإجهادات الفعلية في التسليح :

$$\frac{Q}{A_s} = \frac{37000}{65} = 570 \text{ Kg/Cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

وبالنسبة للبيتون ، فإن المقطع المعرض للقص هو :

$$A_b = 2 (140+110) h$$

ومن جهة ثانية لدينا : $A_b \bar{\tau} = Q$

إذن :

$$h = \frac{37000}{2(140-110)5} = 15 \text{ Cm}$$

إن قيمة (h) التي يعطيها الشكل (٢ - ١٥) من خلال تشابه المثلثات ، أكبر من (15 Cm) . إذ أن وقوع (h) على مسافة (40 Cm) من طرف العمود ، يجعلها تساوي إلى (h=31.5 Cm) . لهذا فإن الإجهاد الفعلي في البيتون هو :

$$500 \times 31.5 \tau = 37000$$

$$\tau = 2.4 \text{ Kg/Cm}^2 < \bar{\tau}$$

٦ - تحقيق التماسك :

يمكن إيجاد اجهاد التماسك الفعلي بالعلاقة :

$$T = \frac{Q}{A_{\phi}} = 6.6 \text{ Kg/Cm}^2 < \bar{T}$$

$$Q=37000 \text{ Kg}$$

حيث :

A_{ϕ} : مساحة القضبان المتصق عليها البيتون .

هذا وتخفض العكفات الموجودة في القضبان من قيمة (T) .

ثانياً : الأساس الصلب :

لكي يكون الأساس صلباً فإن الارتفاع الفعال اللازم هو :

$$d \geq 0.25 (A-a) = 60 \text{ Cm}$$

وبحسب دستور (كاكو) لدينا :

$$d \geq 1.44 \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$$

$$d \geq 1.44 \sqrt{\frac{60000}{50}} = 50 \text{ Cm}$$

نختار الأساس ذي الأبعاد :

$$A_f = A \times B = 2,15 \times 2,15 = 4.62 \text{ m}^2$$

فيكون رد فعل التربة :

$$q = \frac{P}{A_f} = \frac{50000}{46200} = 1.08 \text{ Kg/Cm}^2$$

طول البروز حول أطراف العمود :

$$L = l = \frac{215-40}{2} = 87,5 \text{ Cm}$$

- العزم الإجمالي الذي يتعرض له الأساس في كامل المقطع :

$$M = q.A \frac{L^2}{2} = 1.08 \times 215 \frac{(87,5)^2}{2} \times 10^{-2}$$

$$M = 8889 \text{ Kg.m}$$

- الارتفاع الفعال اللازم للأساس :

نعتبر أن العرض الحسابي (b_o) هو :

$$b_o = a + 10 \text{ Cm} = 40 + 10 = 50 \text{ Cm}$$

يكون :

$$d = K_d \sqrt{\frac{M}{b_o}} = 0.31 \sqrt{\frac{888900}{50}} = 41 \text{ Cm}$$

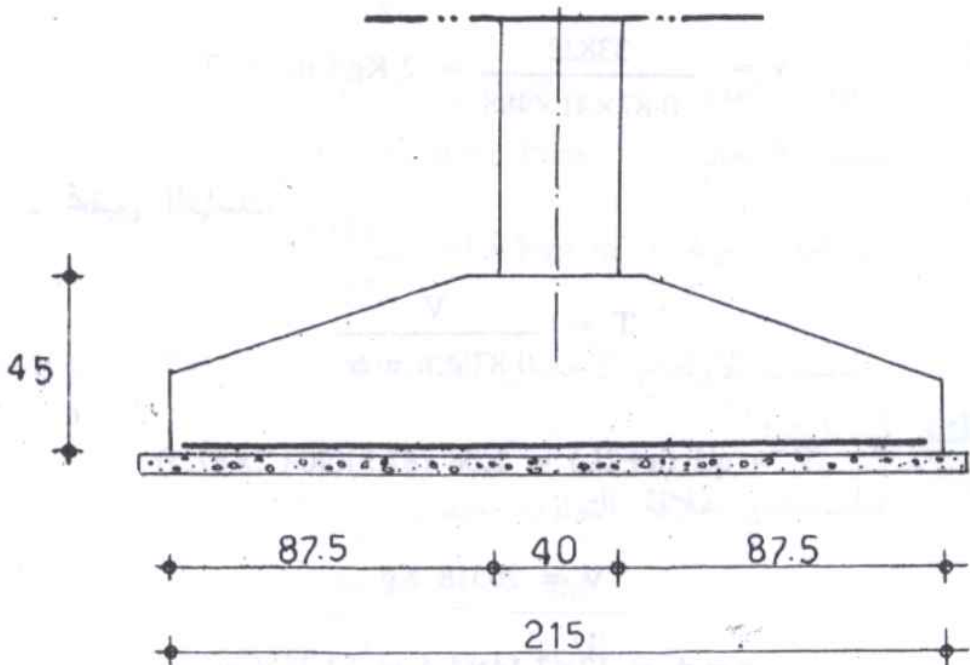
نستخدم أساس بارتفاع إجمالي قدره $H=45 \text{ Cm}$.

التسليح اللازم على كامل مساحة القاعدة :

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{888900}{0,9 \times 41 \times 1400}$$

$$A_s = 17,2 \text{ Cm}^2$$

نختار $12\phi 14 = 18.48 \text{ Cm}^2$



الشكل (٢-١٦)

تحقيق القص :

الاجهادات المطبقة :

$$\tau = \frac{Q}{0,87 \cdot d \cdot f}$$

$$Q = q [A_f - (a + 2d)^2]$$

القوة القاصة

$$Q = 1.08 [4,62 - (0,40 + 2 \times 0,41)^2] 10^4$$

$$Q = 33822 \text{ Kg}$$

$$f = 2 [2(a+2d)]$$

محيط الثقب

$$f = 2 [2(0.40+2 \times 0.41)] = 4.88 \text{ m}$$

إذن :

$$\tau = \frac{33822}{0.87 \times 41 \times 488} = 2 \text{ Kg/Cm}^2 < 7$$

- تحقيق التماسك :

$$T = \frac{V}{0.87.d.n.\pi.\phi}$$

$$V = q.l (a+2L) = 1.08 (87,5)(40+2 \times 87,5)$$

$$V = 20318 \text{ Kg}$$

$$n.\pi.\phi = 12 \times 3.14 \times 1.4 = 52.75 \text{ Cm}$$

$$T = \frac{20318}{0.87 \times 41 \times 52,75} = 10.5 < 12$$

٢-٥-٤ تطبيق رابع - أساس هرمي من البيتون العادي :
يطلب تصميم أساس من البيتون العادي ، ليحمل عموداً معرضاً لقوة
(P=40T) . مع الأخذ بالاعتبار المعطيات التالية :

- تحمل التربة المسموح : $\sigma_A = 2 \text{ Kg/Cm}^2$

- المقاومة المميزة للببتون : $f_c = 180 \text{ Kg/Cm}^2$

- حد السيلا ن للتسلي ح : $f_y = 2400 \text{ Kg/Cm}^2$

- أبعاد العمود : $a \times b = 30 \times 30 \text{ Cm}$

الحل :

مساحة القاعدة اللازمة :

$$A_f = \frac{1.10 \times 40}{20} = 2.2 \text{ m}^2$$

أبعاد القاعدة : $A = B = \sqrt{2.2} = 1.48 \text{ m}$

نختار الأبعاد : $A_f = 1.50 \times 1.50 = 2.25 \text{ m}^2$

$$q = \frac{40000}{22500} = 1.8 \text{ Kg/Cm}^2 \quad \text{رد فعل التربة}$$

- نحسب الارتفاع الأعظمي اللازم (H) ، من خلال تحقيق إجهادات الشد في البيتون :

فباستخدام علاقة التوازن نجد :

$$\sigma_t = \frac{M.Y}{I} = \frac{6M}{b_o.H^2}$$

$$H \geq \sqrt{\frac{6M}{b_o.\sigma_t}}$$

حيث : $M =$ عزم الانعطاف عند وجه العمود لشريحة بعرض ($b_o = 1 \text{ m}$)

$$M = q \cdot \frac{L^2}{2} = \frac{q}{2} \left(\frac{A-a}{2} \right)^2 = \frac{18000}{2} \left(\frac{1.50-0.30}{2} \right)^2$$

$$M = 3240 \text{ Kg.m/m}$$

$\sigma_t =$ إجهاد الشد المسموح في البيتون :

$$\bar{\sigma}_t = 0.44 \sqrt{f_c} = 5.9 \text{ Kg/Cm}^2$$

إذن :

$$H \geq \sqrt{\frac{6 \times 324000}{100 \times 5.9}} = 57 \text{ Cm}$$

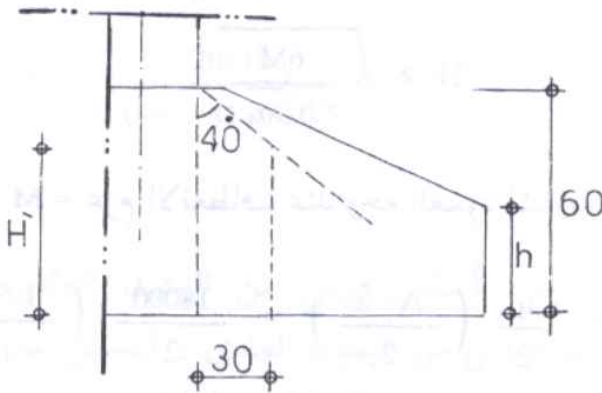
نعتبر الارتفاع الكلي إذن $H=60 \text{ Cm}$ ، وهو يحقق الشرط

$$H \geq 0.25 (A - a) = 49 \text{ Cm}$$

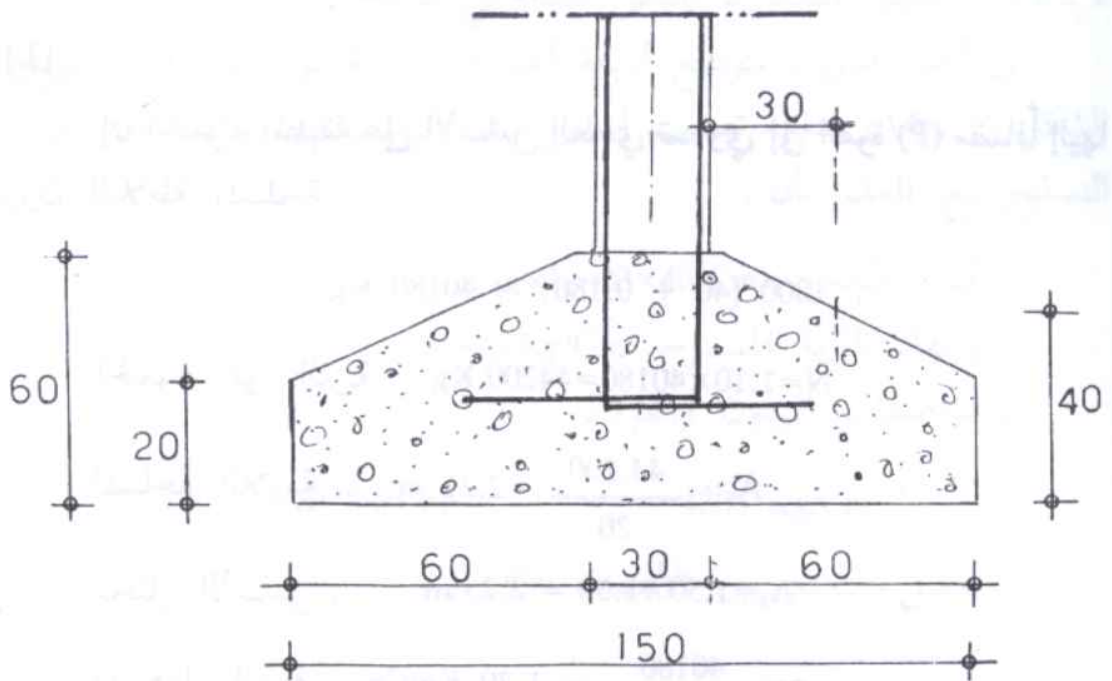
من الشكل (٢-١٦-١) ، نجد أن الارتفاع اللازم على مسافة $(H_2=30)$ من وجه العمود هو $(\bar{H}=37 \text{ Cm})$ ، وبالتالي فالارتفاع الأصغري $(h=14 \text{ Cm})$. لذلك سنعتبر أن $(\bar{H}=40 \text{ Cm})$ ، فيكون $(h=20 \text{ Cm})$.

- وبشكل عام ، يجب أن تحقق الارتفاعات (H, \bar{H}) الثقب على المسافات المعنية ، إضافة إلى شرط العزم (الإجهادات الشادة في البيتون) . حيث نجد في الحالتين أن

$$\dot{\tau} < \bar{\tau} = 0.55 \sqrt{f_c} = 7.4 \text{ Kg/Cm}^2$$

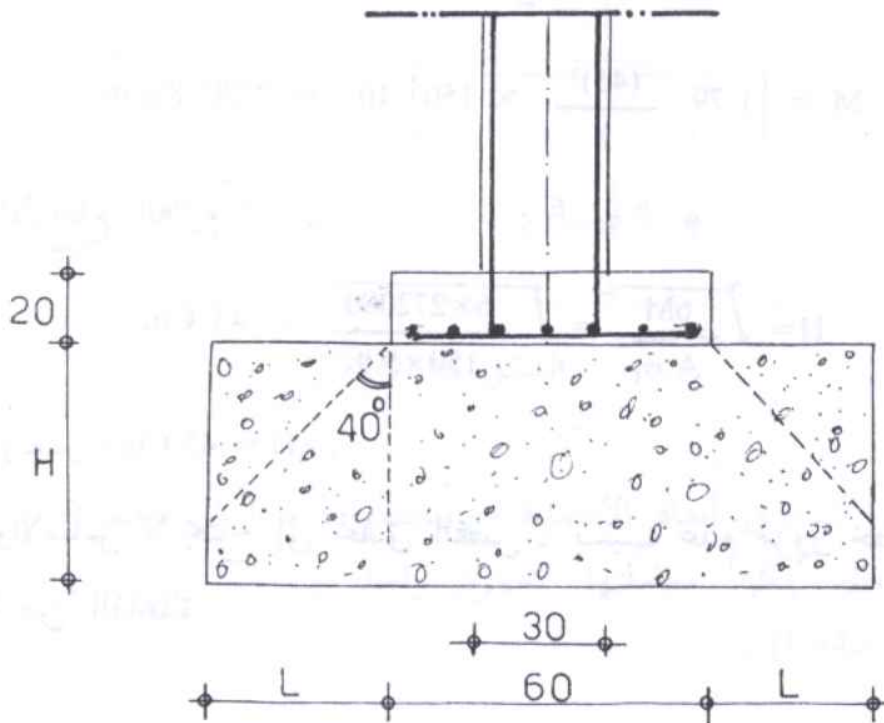


الشكل (٢-١٦-١)



الشكل (٢-١٧)

٢-٥-٥ تطبيق خامس : أساس صندوق من البتون العادي
يستند العمود الموضح في التطبيق الرابع (السابق) على بلاطة مسلحة
سماكتها (20 Cm) وأبعادها (60×60 Cm) ، حسب الشكل (٢-١٨) .



الشكل (٢-١٨)

يطلب تصميم أساس صندوقي من البيتون العادي تحت هذه البلاطة .

الحل :

إن الحمولة المطبقة على الأساس العادي تساوي إلى القوة (P) مضافاً إليها وزن البلاطة المسلحة :

$$1000 (40 + 0.180) = 40180 \text{ Kg}$$

$$N = 1.10 \times 40180 = 44200 \text{ Kg} \quad \text{الحمولة على التربة :}$$

$$A_f = \frac{44,200}{20} = 2.21 \text{ m}^2 \quad \text{المساحة اللازمة :}$$

$$A_f = 1.50 \times 1.50 = 2.25 \text{ m}^2 \quad \text{نختار الأساس :}$$

$$q = \frac{40180}{22500} = 1.79 \text{ Kg/Cm}^2 \quad \text{رد فعل التربة :}$$

$$M = q \cdot \frac{L^2}{2} \cdot A \quad \text{العزم على الجزء (L) (لكامل عرض الأساس)}$$

$$L = \frac{150 - 60}{2} = 45 \text{ Cm}$$

$$M = \left[1.79 \cdot \frac{(45)^2}{2} \times 150 \right] 10^{-2} \approx 2720 \text{ Kg.m}$$

الارتفاع اللازم :

$$H = \sqrt{\frac{6M}{A \cdot \sigma_t}} = \sqrt{\frac{6 \times 272000}{150 \times 5.9}} = 43 \text{ Cm}$$

ونعتبر (H = 45 Cm) .

والأساس لا يحتاج إلى تحقيق القص ، بسبب عدم مرور خط انتشار الحمولة من القاعدة .

٢-٥-٦ تطبيق سادس - أساس صندوقى مسلح :
 في أحد المباني ، تتوضع أربعة أعمدة ، حمولة كل منها (30T) كما في
 الشكل (٢ - ١٩) يطلب تصميم أساس منفرد مناسب ورسم كافة تفصيلات
 التسليح مع العلم بأن :

- أبعاد العمود ($a \times b = 20 \times 40$ Cm)

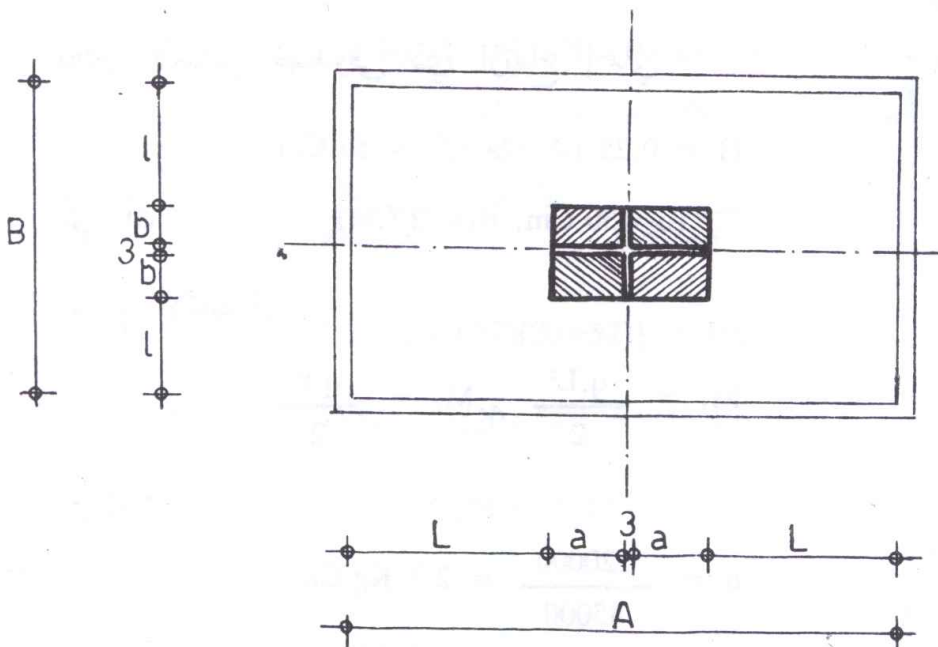
- إجهاد التربة المسموح $\sigma_A = 3 \text{ Kg/Cm}^2$

- مواصفات البيتون والفولاذ :

$$f_c = 220 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/Cm}^2$$

- فاصل التمدد بين الأعمدة 3 Cm .



الشكل (٢ - ١٩)

الحل :

نظراً لتساوي أبعاد الأعمدة مع بعضها ، وكذلك الحمولات المركزة
 عليها ، فإنه يمكن معاملتها كعمود واحد يتعرض إلى حمولة قدرها
 $(P = 4 \times 30 = 120T)$.

مساحة الأساس :

$$\dot{A}_f = \frac{1.10 (4 \times 30)}{30} = 4.4 \text{ m}^2$$

نختار أبعاد الأساس بما يتناسب مع أبعاد الأعمدة حيث (a/b=2).

$$A \times B = 1.50 \times 3.00 = 4.5 \text{ m}^2 \quad \text{أي}$$

فيكون البروز حول الأعمدة :

$$L = \frac{A}{2} - 1.5 \text{ Cm} = 108.5 \text{ Cm}$$

$$l = \frac{B}{2} - b - 1.5 \text{ Cm} = 35.5 \text{ Cm}$$

نعتبر الأساس صندوقي ذي ارتفاع إجمالي

$$H = 0.25 (A - 2a - 3) = 55 \text{ Cm}$$

$$(d_2 = 50 \text{ Cm}, d_1 = 52 \text{ Cm}) \quad \text{أي أن}$$

عزوم الانعطاف :

$$M_1 = \frac{q \cdot L^2}{2}, \quad M_2 = \frac{q \cdot l^2}{2}$$

حيث :

$$q = \frac{120000}{45000} = 2.7 \text{ Kg/Cm}^2$$

إذن :

$$M_1 = 15893 \text{ Kg.m/m}$$

$$M_2 = 3865 \text{ Kg.m/m}$$

وبحساب التسليح نحصل على :

$$A_{s1} = 15 \text{ Cm}^2/\text{m} \quad (6\phi 18/\text{m}=15.29 \text{ Cm}^2)$$

$$A_{s2} = 3.8 \text{ Cm}^2/\text{m} < A_{s\min} = 0,002 \times 100 \times 50 = 10 \text{ Cm}^2$$

$$A_s = 7\phi 12/\text{m} = 10.77 \text{ Cm}^2$$

وعلى كامل بعدي الأساس يكون التسليح :

$$A_{s1} = 1,5 \text{ m} \times 6 = 9\phi 18$$

$$A_{s2} = 3 \text{ m} \times 7 = 21\phi 12$$

وهذه القضبان تحقق التماسك .

ملاحظة : تأخذ بعض الطرق بتكثيف التسليح على الجزء الطويل من الأساس ، وذلك على عرض (B) تحت العمود .

- التحقق من موافقة الارتفاع لشروط القص :

أ- على بعد $(\frac{d}{2})$ من وجه العمود :

$$\tau = \frac{Q}{0.87.d_1.f} \Rightarrow d_1 = \frac{Q}{0.87.\tau.f}$$

$$Q = 120000 - 2.70 [(40+52)(20+52)] = 102112 \text{ Kg}$$

$$f = 2 [(40+52) + (20+52)] = 328 \text{ Cm}$$

$$\bar{\tau} = 0.55 \sqrt{220} = 8.16 \text{ Cm}$$

إذن :

$$d_1 = \frac{102112}{0,87 \times 8.16 \times 328} = 44 \text{ Cm} < 52$$

ب- على بعد (d) من وجه العمود :

$$\dot{\tau} = \frac{\dot{Q}}{0.87.b_o.d_1} \Rightarrow d_1 = \frac{\dot{Q}}{0,87.b_o.\dot{\tau}}$$

$$\dot{Q} = q_o \cdot L \cdot b_o = 2.70 \times 108.5 \times 100 = 29295 \text{ T}$$

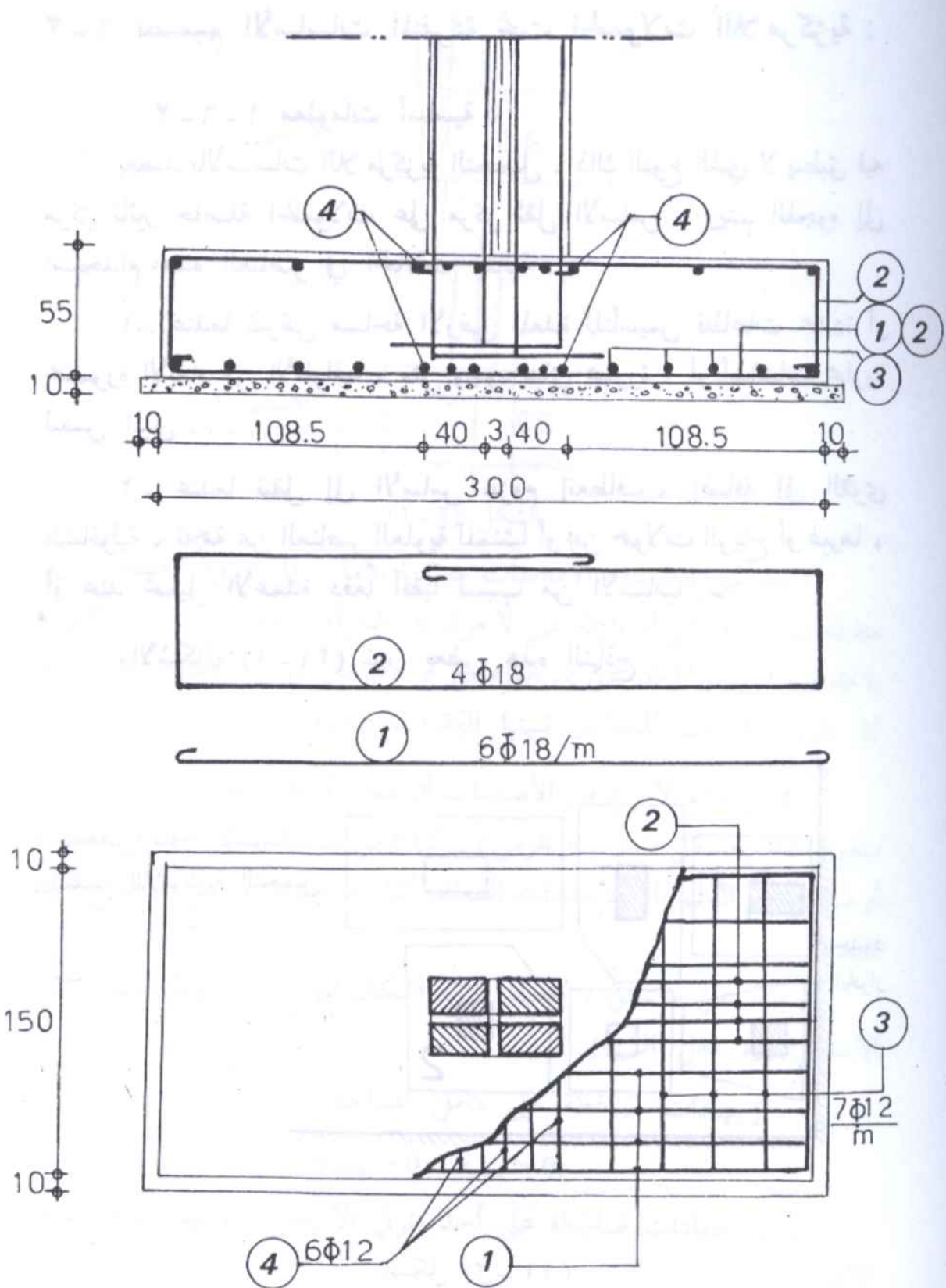
$$\dot{\tau} = 0.44 \sqrt{220} = 6,5 \text{ Kg/Cm}^2$$

إذن :

$$d_1 = \frac{29295}{0.87 \times 100 \times 6.5} = 51.8 \text{ Cm} \quad 52$$

وبين الشكل (٢ - ٢٠) تفصيلات التسليح .

* ملاحظة هامة : إن التسليحين 2 و 4 في الشكل المذكور ، يجب أن تكون من ضمن التسليح الفعّال في الاتجاهين ، إلا أن بعض الانشائين ، قد يضيفون القضبان المرفوعة هذه ، زيادة على التسليح الفعّال ، كنوع من عامل أمان إضافي .



الشكل (٢٠ - ٢)

٢-٦ تصميم الأساسات المنفردة تحت الحمولات اللامركزية :

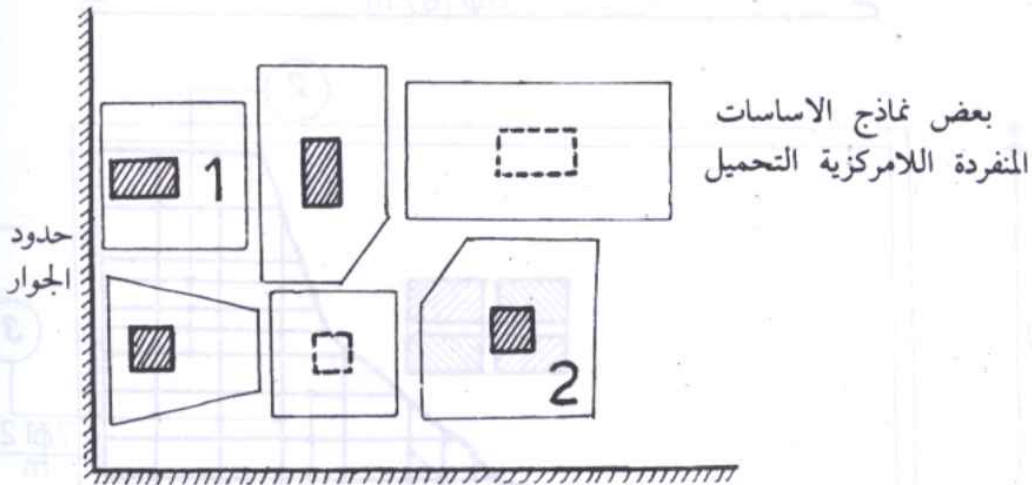
٢-٦-١ معلومات أساسية :

يقصد بالأساسات اللامركزية التحميل ، ذاك النوع الذي لا ينطبق فيه مركز تأثير حاملة الحمولات على مركز ثقل الأساس ، ويتم اللجوء إلى استخدام هذه العناصر في الحالات التالية :

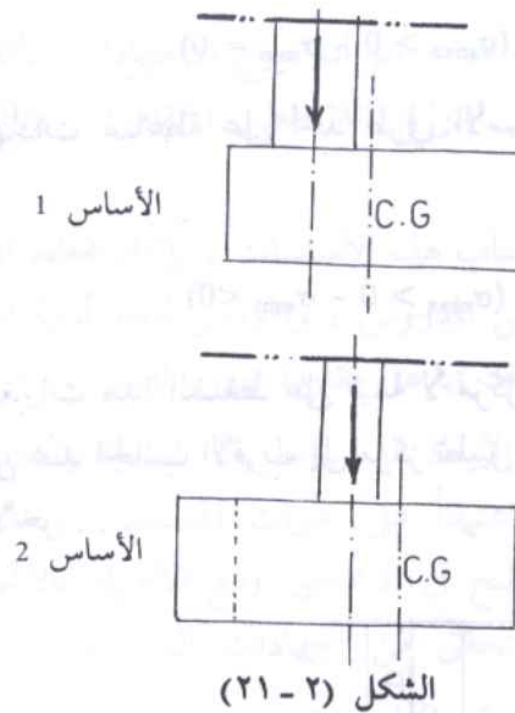
١ - عندما تفرض مساحة الأرض المعدة للتأسيس قطاعات محددة أو محصورة الأبعاد من الأطراف ، مثل وجود مباني مجاورة ، أو أساسات مجاورة لنفس المبنى ...

٢ - عندما تنقل إلى الأساس عزوم إنعطاف ، إضافة إلى القوى الشاقولية ، ناجمة عن العناصر العلوية للمنشأ أو عن حمولات الرياح أو غيرها ، أو عند تحميل الأعمدة دفعاً أفقياً لسبب من الأسباب ...

والأشكال (٢-٢١) تبين بعض هذه النماذج ...



الشكل (٢-٢١)



- تتعرض إذن هذه الأساسات بصورة عامة ، إلى عزوم انعطاف ، إما مطبقةً بشكل مباشر أو ناجمة عن لا مركزية الحمولة . وقد تكون هذه العزوم باتجاه واحد (وفق أحد محوري القاعدة) أو باتجاهين (وفق المحورين) . . . إذ أن طرق الحساب للحالتين تبينها الفقرات التالية .

- يمكن لهذه الأنواع من الأساسات أن تتخذ أشكالاً عدة (صندوقية ، أو متغيرة المقطع بشكل متدرج أو هرمي) ، كما يمكن أن تعتبر حين الحساب صلدة أو مرنة ، مع العلم بأن الأساسات الصلدة أكثر استخداماً ، وهي موضوع هذه الفقرة . . .

- بناءً على ما سبق ، نلاحظ ثلاثة أشكال لتوزيع الضغوط تحت قاعدة الأساس (رد فعل التربة) .

أ - إجهادات ضاغطة على كامل المساحة :

$$(\sigma_{\max} > 0 - \sigma_{\min} > 0)$$

ب - إجهادات ضاغطة على أحد طرفي الأساس ، وصفر على الطرف

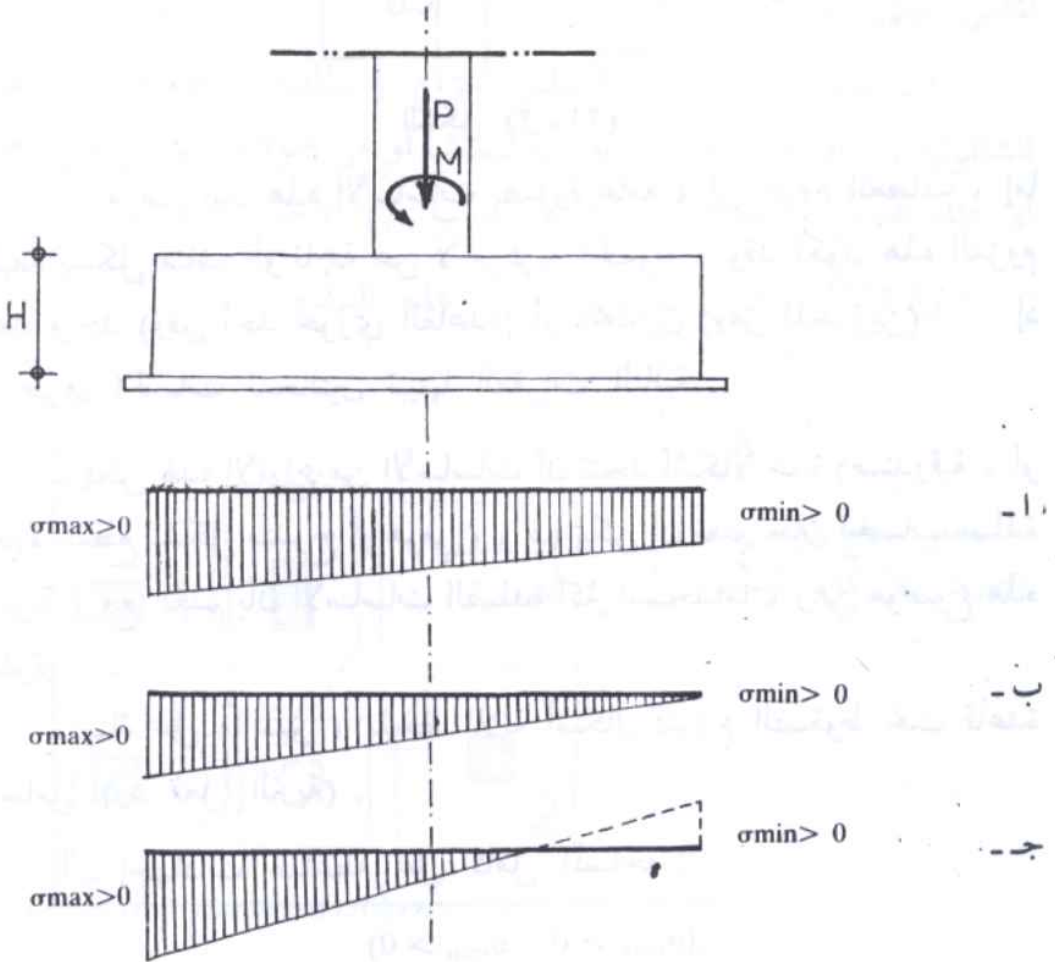
الأخر

$$(\sigma_{\max} > 0 - \sigma_{\min} = 0)$$

جـ - إجهادات ضاغطة على أحد طرفي الأساس ، وشادة في الطرف الآخر

$$(\sigma_{\max} > 0 - \sigma_{\min} < 0)$$

وتعتمد تغيرات هذا الضغط على قيمة لا مركزية الحمولة ، حيث يتغير من قِيمِهِ العظمى عند الجانب الأقرب إلى مركز تطبيق الحمولة ، إلى قِيمِهِ الدنيا عند الجانب الآخر ...



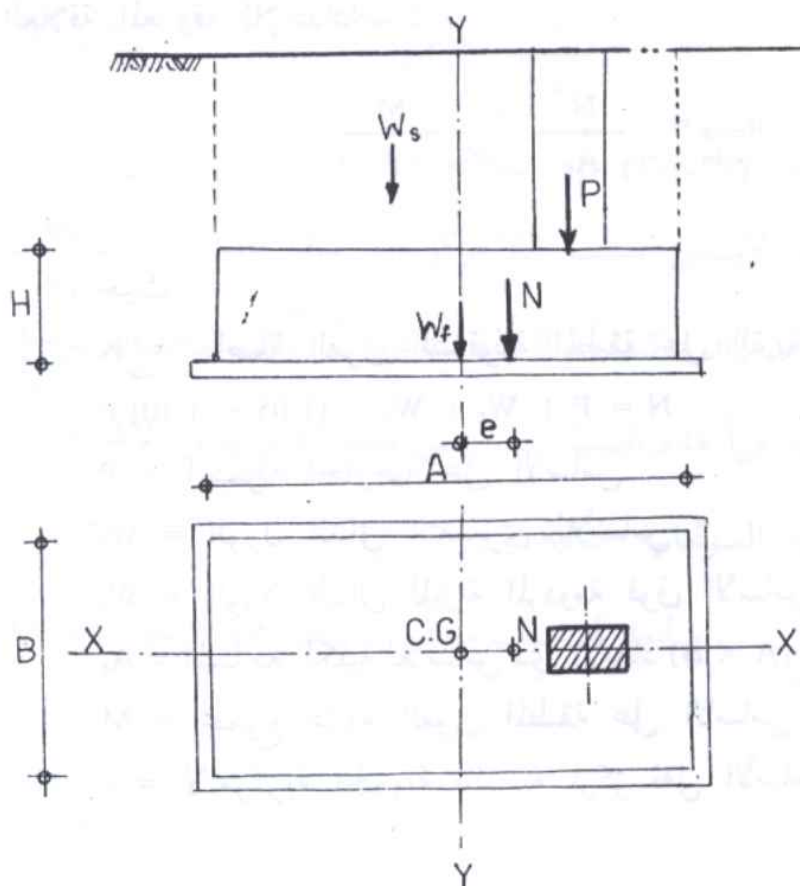
الشكل (٢ - ٢٢)

- مما تجدر ملاحظته هنا ، هو أن توزع الإجهادات الأنف الذكر ، هو توزع خطي ، مقرباً عن التوزع اللاخطي الحقيقي ، وذلك بغية تبسيط الحسابات .

- تتلخص طرق حساب هذه الأساسات ، بإيجاد مخطط الإجهادات ، أو رد فعل التربة على الأساس المدروس ، وافترض أبعاد أولية له . ثم التحقق من هذه الأبعاد من خلال قدرتها على مقاومة جهود القص ، وعزم الانعطاف . وتتم عملية اختيار الأبعاد هذه ، بطريقة المحاولة والخطأ وخاصة لحالة اللامركزية باتجاهين ، واعتماداً على خبرات المصمم . وبعد اعتماد الأبعاد المذكورة يتم حساب التسليح في الاتجاهين (مع الاهتمام بالاتجاه المعرض إلى اللامركزية) . ويجري التحقق من إجهادات التماسك .

٢-٧ اللامركزية باتجاه واحد :

ويقصد بهذه الحالة ، الأساسات التي تقع فيها حاصلة الحمولات على أحد المحورين (x-x) أو (y-y) الموضحين في الشكل (٢-٢٣) . باستثناء النقطة



الشكل (٢-٢٣)

(C.G) التي تعتبر مركز ثقل الأساس ، حيث تؤول عندها المسألة إلى موضوع الفقرة (٢ - ٤) . أي الأساس ذو التحميل المركزي .

- تعتمد طرق حساب هذه العناصر ، على القوانين الأساسية للتوازن الستاتيكي ، كجميع العناصر الانشائية الأخرى . وهذا يعني أن حاصله الحملات الشاقولية المطبقة على سطح قاعدة الأساس ، يجب أن تساوي حاصله القوى الناجمة عن رد فعل التربة .

هذا وتدخل القوى الأفقية التي قد تطبق أحياناً على الأساسات في حساب العزوم ، مع الافتراض أن قوى الاحتكاك بين التربة و سطح الأساس ، قادرة على مقاومتها .

- إذا اعتبرنا في دراستنا الأساس الموضح في الشكل السابق (٢ - ٢٣) فإن طريقة الحساب تتم كما يلي :

- تحسب الإجهادات العظمى والصغرى :
العلاقة المعروفة للإجهادات :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A_f} \mp \frac{M}{J} \quad (٢ - ٣٨)$$

حيث :

N = حاصله القوى الشاقولية المطبقة على التربة :

$$N = P + W_f + W_s \approx (1.05 - 1.10) P$$

P = الحمولة الخارجية على الأساس .

W_f = الوزن الذاتي التقديري للأساس .

W_s = الوزن الذاتي للتربة المردومة فوق الأساس .

A_f = المساحة الكلية للأساس ذي الأبعاد $(A \times B)$. $(A_f = A \times B)$

M = مجموع عزوم القوى المطبقة على الأساس : $(M = N \cdot e)$

e = لا مركزية الحمولة بالنسبة لمركز ثقل الأساس .

$J =$ عزم المقاومة لمساحة الأساس ، ويساوي من أجل المقطع المستطيل .

$$J = \frac{I}{X} = \frac{B.A^2}{6} \quad \text{في الاتجاه } X \text{ (حول محور الدوران } Y) :$$

حيث (I) عزم عطالة مساحة الأساس حول المحور (Y) و $(X = \frac{A}{2})$

بعد طرف الأساس المدروس عن المحور (Y) أيضاً .

ومن أجل الأساس المعرض إلى إجهادات ضاغطة على كامل مساحته

يكون :

$$(2 - 39) \quad \sigma_{\max} = \frac{N}{A.B} \left(1 \mp \frac{6e}{A} \right)$$

- إن وقوع حاصلة القوى المؤثرة على قاعدة الأساس في الثلث الوسطي

منها ، يوافق الحالة (أ) في الشكل (2 - 22) . إذ أن جميع الإجهادات في التربة تكون ضاغطة ، ويترجم هذا رياضياً باعتبار أن :

$$(2 - 40) \quad e \leq \frac{A}{6}$$

وتؤول العلاقة (2 - 38) إلى العلاقة (2 - 39) .

- إن دوران الأساس بسبب اللامركزية ، يتأثر بالنسبة $\left(\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \right)$ ،

حيث يتناسب هذا الدوران عكساً مع النسبة المذكورة . لذلك نلاحظ أن شروط

التصميم ، قد تحدد قياً لهذه النسبة . . . فمن هذه القيم يمكن الإشارة إلى

المواصفات القياسية السوقية التالية :

$$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \geq 0 \quad \text{من أجل أساسات معظم المنشآت عدا الأبنية الصناعية}$$

منها .

لروافع ثقيلة . $\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} \geq \frac{1}{4}$ من أجل أساسات المباني الصناعية الحاوية

(انظر الملاحظات ٢ - ٣ - ٤ - من الفقرة ٢ - ٣) .

- إن المساحة التي يؤثر عليها انتظام الضغط في تربة التأسيس ، تعتبر صغيرة ولذلك يمكن أن تكون قيمة (σ_{max}) ، أكبر من إجهاد التربة المسموح (σ_A) بقليل لهذا يمكن استخدام المتراجحة :

$$\sigma_{max} \leq 1.20 \sigma_A \quad (٢ - ٤١)$$

- إن قيمة إجهاد الضغط (σ_{max}) في الحالة (ج) من الشكل (٢ - ٢٢) ، والتي توافق اللامركزية الكبيرة $(e > A/6)$ هي :

$$\sigma_{max} = \frac{4N}{3(A - 2e)B} \quad (٢ - ٤٢)$$

* إذن ، يمكن باختصار حساب الاجهادات في كافة الحالات كما يلي :

$$\sigma = K \frac{N}{A.B} \quad (٢ - ٤٣)$$

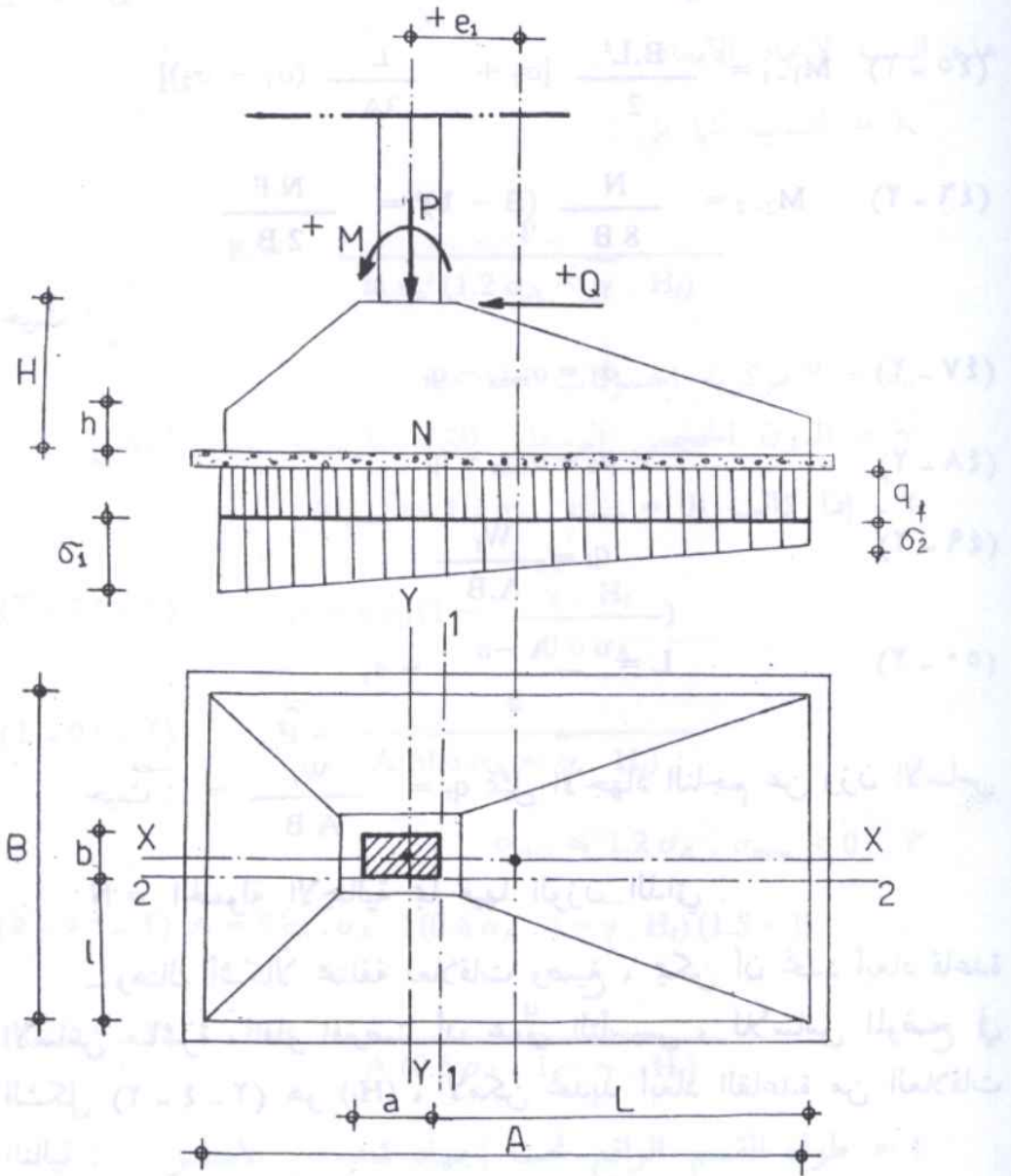
حيث (K) معامل يعطى كما يلي :

$$K = 1 \mp \frac{6e}{A} \quad e \leq \frac{A}{6} \quad ١ -$$

$$K = \frac{4A}{3(A - 2e)} \quad e > \frac{A}{6} \quad ٢ -$$

- بعد حساب الاجهادات ، يتم تحديد عزوم الانعطاف لمختلف القوى المطبقة على الأساس حول المحاور المارة من أطراف العمود ، وبحسب التسليح اللازم بعد التحقق من القص والثقب ، كما في حالة الحمولات المركزية .

- في الشكل (٢ - ٢٤) مثلاً نستطيع بشكل آخر ، حساب الاجهادات وعزوم الانعطاف ، «مع الانتباه إلى الاشارات لكل من M و Q و e_1 » ، وذلك بما يتوافق مع معطيات الكود البريطاني (CP-2004) ، وذلك مع تحفظ الكود على هذه العلاقات كونها لا تعطي قيم العزوم بشكل دقيق ، وإنما بقيم مقبولة ، وهذا مع التنويه إلى أن الحساب يتم بالطريقة الحدية وفقاً للكود المذكور .
(الوحدات المستخدمة هي الواحدات الانكليزية) .



الشكل (٢ - ٢٤)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B.A} \left(1 + \frac{6e}{A} \right)$$

حيث :

$$(٤٤ - ٢) \quad e = \frac{P.e_1 + Q.H + M}{P + W_f}$$

W_f = الوزن الذاتي للأساس .

$$(٤٥ - ٢) \quad M_{1-1} = \frac{B.L^2}{2} \left[\sigma_2 + \frac{L}{3A} (\sigma_1 - \sigma_2) \right]$$

$$(٤٦ - ٢) \quad M_{2-2} = \frac{N}{8B} (B - b)^2 = \frac{N.I^2}{2B}$$

حيث :

$$(٤٧ - ٢) \quad \sigma_1 = \sigma_{\max} - q_f$$

$$(٤٨ - ٢) \quad \sigma_2 = \sigma_{\min} - q_f$$

$$(٤٩ - ٢) \quad q_f = \frac{W_f}{A.B}$$

$$(٥٠ - ٢) \quad L = \frac{A - a}{2} + e_1$$

حيث : $q_f = \frac{W_f}{A.B}$ تمثل الاجهاد الناجم عن وزن الأساس

N = الحمولة الاجمالية بما فيها الوزن الذاتي .

- وهناك أشكالاً مختلفة لعلاقات وصيغ ، يمكن أن تحدد أبعاد قاعدة الأساس مباشرة ، فلو افترضنا أن عمق التأسيس ، للأساس الموضح في الشكل (٢ - ٤ - ٢) هو (H_f) ، لأمكن تحديد أبعاد القاعدة من العلاقات التالية :

١ - إذا كانت $(\sigma_{\max} \leq 1.2 \sigma_A, 0.8 \sigma_A \leq \sigma_{\min} > 0)$:

$$(١ - ٥٠ - ٢) \quad A = e_0 = (2 + \sqrt{1.055 K - 2.5})$$

$$(٢ - ٥٠ - ٢) \quad B = m \cdot A$$

حيث :

$$m = \text{نسبة بعدي القاعدة} < 1 \quad m = \frac{B}{A} \text{ ، وهنا يمكن افتراض}$$

هذه النسبة لإيجاد الأبعاد ...

$K =$ تحسب كما يلي :

$$K = \frac{P}{m \cdot e_0^2 (1.2 \sigma_A - \gamma \cdot H_f)}$$

$e_0 =$ لا مركزية الحمولات الخارجية .

$\gamma =$ الوزن الحجمي الوسطي للتربة المردومة فوق الأساس .

٢ - إذا كانت $(\sigma_{\max} \leq 1.2 \sigma_A, \sigma_{\min} = 0)$:

$$(٣ - ٥٠ - ٢) \quad A = 6 e_0 \left(1 - \frac{\gamma \cdot H_f}{0.6 \sigma_A}\right)$$

$$(٤ - ٥٠ - ٢) \quad B = \frac{P}{A (0.6 \sigma_A - \gamma \cdot H_f)}$$

٣ - $\sigma_{\max} \leq 1.2 \sigma_A, \sigma_{\min} < 0$

$$(٥ - ٥٠ - ٢) \quad A = 5 e_0 \cdot \sigma_A \cdot (1 - \gamma \cdot H_f) (1.5 - 1)$$

$$(٦ - ٥٠ - ٢) \quad B = \frac{P}{A (0.6 \sigma_A \cdot 1 - \gamma \cdot H_f)}$$

$1 =$ طول القسم الواقع تحت إجهاد شد من الأساس .

ومما يذكر هنا ، أنه بالإمكان حساب العزوم على الأقسام الظرفية للأساس ، من خلال استبدال مخطط الاجهادات شبه المنحرف عليها ، بأقسام مستطيلة صغيرة مساوية لها بالمساحة ...

* ملاحظات :

١ - في حالة اللا مركزية الكبيرة $(e > \frac{A}{6})$ ، فإن أحد أطراف

الأساس ، لن يتعرض إلى إجهادات ضاغطة ، ... ولكن نجد أن هناك ظروفاً خاصة لبعض المنشآت «كحالات تأثير الرياح مثلاً» ، تسبب اختلالاً بهذا الافتراض ، ولذلك يفضل تصميم الأساسات من النوع المذكور ، على تحمل الحد المتوقع من الضغط المتولد عن الحالات الطارئة في ظروف استثمار المنشأ .

وهنا يشار إلى ضرورة تصميم الأساسات ، على أكبر حالات التحميل التي قد تنشأ من عزم انعطاف اعظمي ، وقوة ناظرية عادية $(M, N)_{max}$ ، أو عن قوة عظمى وعزم انعطاف عادي ، $(M, N)_{max}$.

٢ - في الحالات التي يتوقع فيها تناوب تطبيق عزم الانعطاف في اتجاهين مختلفين ، يوصى بتصميم الأساسات بشكل متناظر ... إلا أن ذلك ليس بذي أهمية في حال ثبات إشارة العزم المطبق ...

٣ - من أجل دقة الحسابات ، يمكن مراجعة التصميم بعد اعتماد أبعاد الأساس والتأكد من تحقيقها لشروط القص والعزم وبالتالي إيجاد وزنه الحقيقي ، ووزن التربة المردومة فوقه .

* توضح التطبيقات العددية التالية ، طرقاً مختلفة لحساب نماذج هذه الأساسات .

٢-٨ تطبيقات عددية :

٢-٨-١ تطبيق أول : أساس طرفي

يطلب تصميم أساس طرفي لعمود مستند حسب الشكل (٤ - ٢٥) ،

ويتعرض في مركزه إلى حمولة قدرها $(P = 25 T)$ ، مع العلم بأن أبعاد العمود هي $(a \times b = 50 \times 35 \text{ cm})$ ، وأن :

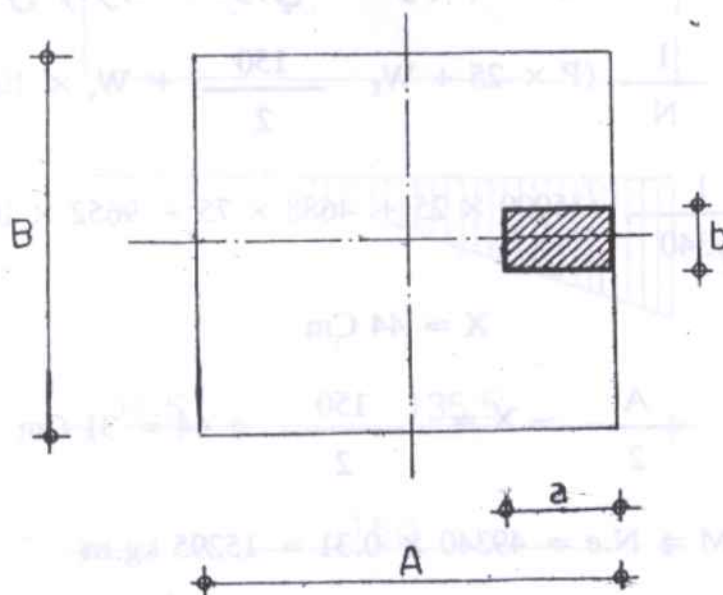
- إجهاد التربة المسموح تحت الأساس $(\sigma_A = 3.0 \text{ kg/cm}^2)$ بعد ادخال الحمولات الناجمة عن وزن التربة ووزن الأساس بالاعتبار ، ووزنها الحجمي

$$\gamma = 1800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

- مواصفات البتون والتسليح : $f_y = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$$f_c = 220 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- عمق التأسيس $H_f = 1.50 \text{ m}$



الشكل (٢ - ٢٥)

الحل :

- نحسب الاجهادات تحت الأساس من العلاقة الأساسية (٢ - ٣٨) :

$$\sigma_{\max \min} = \frac{N}{A_f} \mp \frac{M}{J}$$

ونفترض الأبعاد الأولية للأساس كما يلي :

$$A = 1.5 \text{ m} \quad B = 2.5 \text{ m} \quad H = 0.50 \text{ m}$$

فيكون :

$$N = P + W_f + W_s$$

$$N = 35000 + (2.5 \times 1.5 \times 0.5) 2500 + (2.5 \times 1.5 - 0.5 \times 0.35) 1.5 \times 1800$$

$$N = 35000 + 4688 + 9652 = 49340 \text{ kg}$$

$$A_f = 2.50 \times 1.50 = 3.75 \text{ m}^2$$

$$M = N \cdot e$$

نحسب اللامركزية (e) كما يلي :

نوجد نقطة تطبيق حاصلة القوى (N). فهذه النقطة تبعد عن الطرف الأيمن للأساس (الوجه الخارجي للعمود) بالمقدار (X) :

$$X = \frac{1}{N} (P \times 25 + W_f \times \frac{150}{2} + W_s \times 100)$$

$$X = \frac{1}{49340} (35000 \times 25 + 4688 \times 75 + 9652 \times 100)$$

$$X \approx 44 \text{ Cm}$$

$$e = \frac{A}{2} - X = \frac{150}{2} - 44 = 31 \text{ Cm}$$

$$M = N \cdot e = 49340 \times 0.31 = 15295 \text{ kg.m}$$

$$J = \frac{B \cdot A^2}{6} = \frac{2.5 (1.5)^2}{6} = 0.9375 \text{ m}^3$$

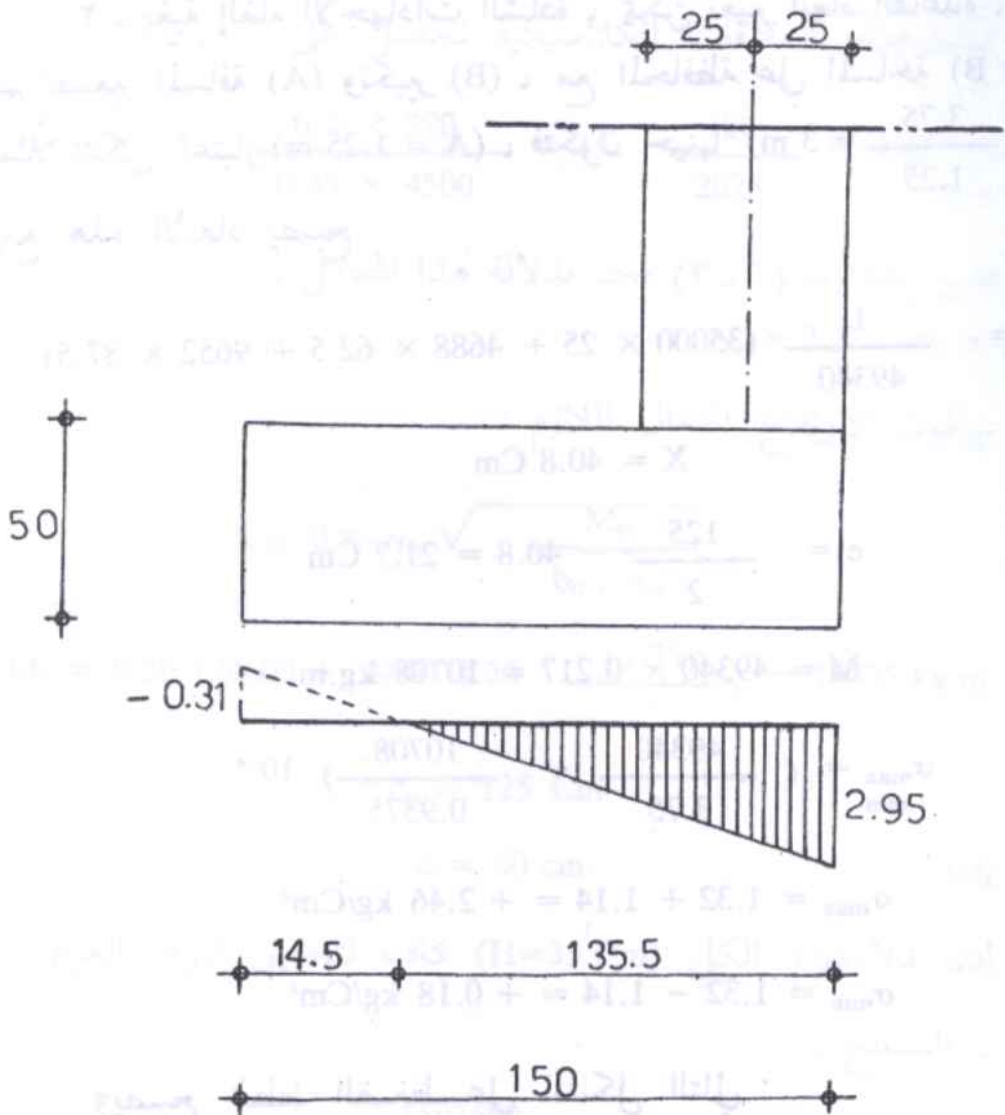
إذن :

$$\sigma_{\max \min} = \left(\frac{49340}{3.75} \mp \frac{15295}{0.9375} \right) 10^{-4}$$

$$\sigma_{\max} = 2.95 \text{ kg/Cm}^2 < \sigma_A$$

$$\sigma_{\min} = - 0.32$$

ويكون مخطط توزيع الاجهادات كما في الشكل (٢- ٢٦) .



الشكل (٢- ٢٦)

* ملاحظات :

- ١ - تهمل بعض أشكال الحساب ، إدخال قيم (W_f, W_s) في حساب الاجهادات ، يؤدي إلى زيادة أبعاد الأساس اللازمة . حيث يكون :

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{A_f} \mp \frac{M}{J}$$

$$M = P \cdot e = P \left(\frac{A-a}{2} \right) \quad \text{و}$$

٢ - بغية إلغاء الاجهادات الشادة ، يمكن تغيير أبعاد القاعدة ، بحيث يتم تصغير المسافة (A) وتكبير (B) ، مع المحافظة على المساحة (A × B) .
 فمثلاً يمكن اعتبار (A = 1.25 m) ، فتكون حينها (B = $\frac{3.75}{1.25} = 3$ m) .
 ومع هذه الأبعاد يصبح :

$$X = \frac{1}{49340} (35000 \times 25 + 4688 \times 62.5 + 9652 \times 87.5)$$

$$X = 40.8 \text{ Cm}$$

$$e = \frac{125}{2} - 40.8 = 21.7 \text{ Cm}$$

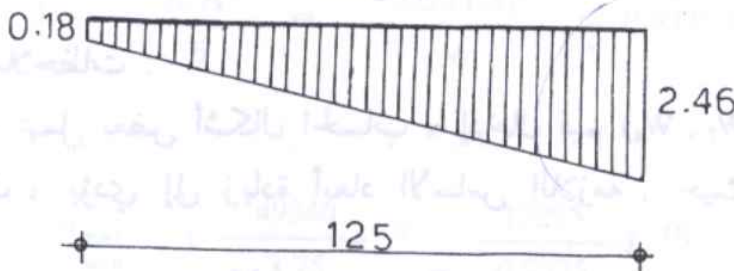
$$M = 49340 \times 0.217 = 10708 \text{ kg.m}$$

$$\sigma_{\max}^{\min} = \left(\frac{49340}{3.75} + \frac{10708}{0.9375} \right) 10^{-4}$$

$$\sigma_{\max} = 1.32 + 1.14 = + 2.46 \text{ kg/Cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.32 - 1.14 = + 0.18 \text{ kg/Cm}^2$$

ويصبح مخطط الضغط على الشكل التالي :



الشكل (٢ - ٢٧)

- بعد حساب الإجهادات ، نوجد التسليح اللازم من خلال حساب العزم عند المقطع الحرج في طرف العمود ، بعد استبدال مخطط الاجهادات شبه المنحرف ، بمخطط مستطيل مكافئ . ونتأكد من الارتفاع المفترض .
فباستخدام العلاقات الكلاسيكية نحصل على :

$$\gamma_0 = 15 \quad \frac{0.4 \times 220}{0.45 \times 4500} = 15 \quad \frac{88}{2025} = 0.65$$

ومن الجداول (٢ - ٣) نجد بدلالة هذا المعامل :
($\gamma_h = 2.42$ $\gamma_z = 0.869$)
ويكون الارتفاع الفعال اللازم :

$$d = \gamma_h \sqrt{\frac{M_0}{b_0 \cdot \sigma_b}}$$

$$M_0 = 0.50 (24600 + 1800) 1.25 \frac{(1.35)^2}{2} = 15035 \text{ kg.m}$$

$$b_0 = 125 \text{ Cm}$$

إذن : $d \approx 30 \text{ cm}$
إذن فالارتفاع الكلي ($H=35 \text{ Cm}$) كافٍ لتحقيق شرط العزم .
- التسليح :

$$A_s = \frac{1503500}{0.885 \times 30 \times 2025} = 28.0 \text{ Cm}^2$$

نستخدم ($14\phi 16\text{mm}$) ، توزع على مسافة (125 Cm) .
وعلى الاتجاه الآخر ، يوضح تسليح إنشائي نسبته ($\mu=0.002$) . . لذا
نستعمل ($5\phi 12\text{m}$) ، وهذا بسبب كون العزم في هذا الاتجاه صغيراً .
بعدئذٍ يجري تحقيق القص والتماسك كما في الأساسات المركزية
التحميل ، ورسم تفصيلات التسليح . . .

وننوه هنا إلى أن (q) الموضحة في العلاقة (٢- ١٤) والتي تدخل في حساب قوة الثقب (Q) ، تعبر في حالة الأساسات اللامركزية التحميل عن الاجهاد الصافي الوسطي المطبق عند محيط الثقب (على مسافة $\frac{d}{2}$ من وجه العمود) .

٢-٨-٢ تطبيق ثاني - توزيع الاجهادات تحت أساس مستطيل :

يطلب إيجاد مخطط توزيع الاجهادات تحت أساس منفرد يتعرض إلى حمولة خارجية ($P = 100 \text{ T}$) ، مطبقة على مسافة (25 Cm) عن يسار مركز ثقل الأساس بالاتجاه الطويل ، مع العلم بأن أبعاد الأساس هي :

الطول $A = 300 \text{ Cm}$

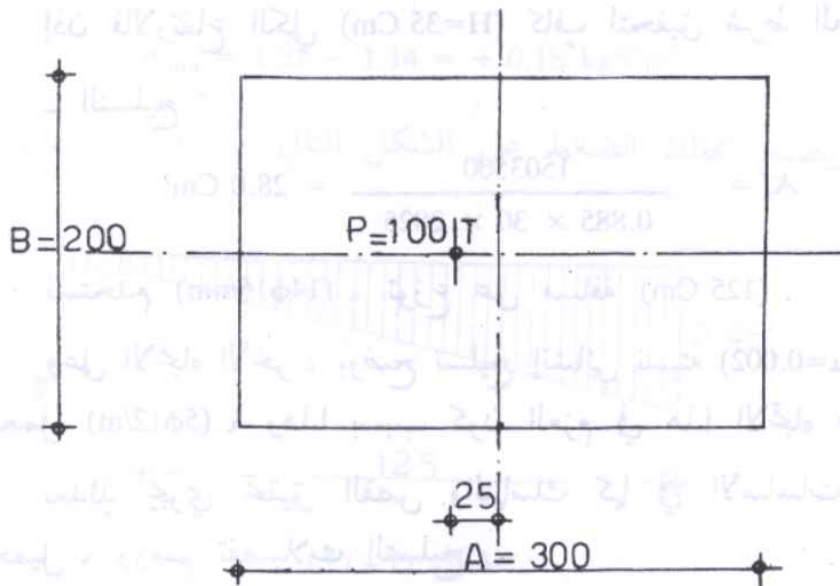
العرض $B = 200 \text{ Cm}$

الارتفاع $H = 50 \text{ Cm}$

الحل :

الحمولة الإجمالية المطبقة على التربة :

$$N = P + W_f = 100000 + 2 \times 3 \times 0.5 \times 2500 = 107500 \text{ kg}$$



الشكل (٢- ٢٨)

- العزم حول الطرف القصير للأساس :

$$M = P \left(\frac{A}{2} - 0.25 \right) + W_f (A) = 136250 \text{ kg.m}$$

- اللا مركزية :

$$e = \frac{A}{2} - \frac{M}{N} = \frac{300}{2} - \frac{13625000}{107500}$$

$$e = 23 \text{ Cm} < \frac{A}{6} = \frac{300}{6} = 50 \text{ Cm}$$

نستخدم العلاقة (٢-٤٣)

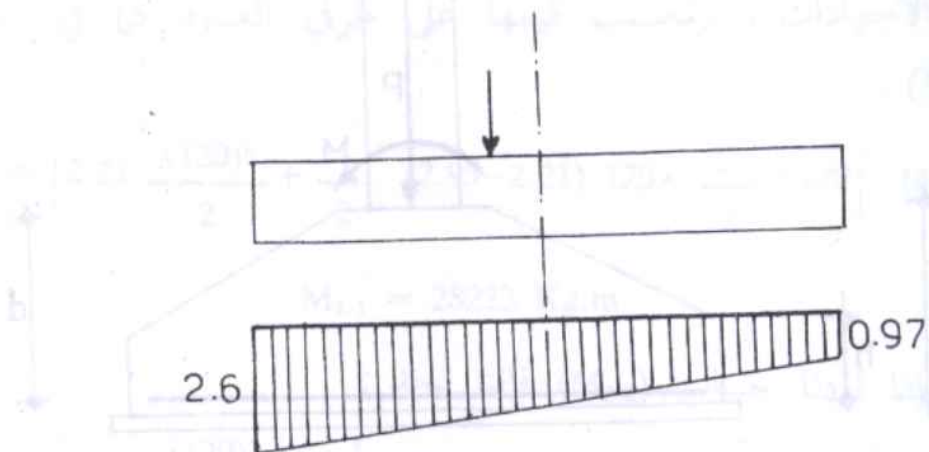
$$\sigma = K \frac{N}{A.B}$$

$$K = 1 \mp \frac{6e}{A} = (1.46), (0.54)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1.46 \times 107500}{200 \times 300} = 2.6 \text{ kg/Cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{0.54 \times 107500}{200 \times 300} = 0.97 \text{ kg/Cm}^2$$

ويكون المخطط كما في الشكل (٢-٢٩)



الشكل (٢-٢٩)

٢-٨-٣ تطبيق ثالث - أساس هرمي مسلح :

يطلب تصميم أساس هرمي متناظر ، يتوافق مع المعطيات التالية :

- أبعاد العمود : $a \times b = 60 \times 45 \text{ cm}$

- حمولة العمود : $P = 80 \text{ T}$, $M = 20 \text{ T.m}$ ، والعزم مطبق باتجاه

عقارب الساعة ، بالنسبة للمحور الطولي للعمود .

- إجهاد التربة المسموح عند منسوب التأسيس $\sigma_A = 3.0 \frac{\text{kg}}{\text{Cm}^2}$

- يترك للمصمم اختيار مواصفات البيتون وفولاذ التسليح ، مع ضرورة

إدخال كل من وزن التربة ووزن الأساس في الحساب .

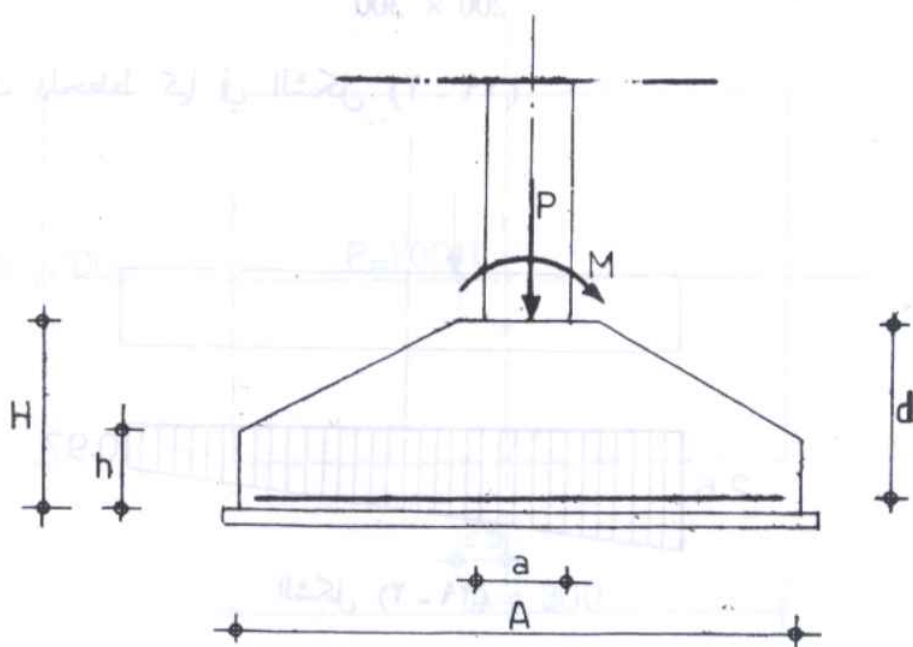
الحل :

نصمم الأساس بحيث تكون إجهادات التربة ضاغطة في الطرفين ، أي

أن $(e \leq \frac{A}{6})$. ونستخدم العلاقة (٢ - ٣٩) .

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A_f} \left(1 + \frac{6e}{A} \right)$$

وسنعتبر في هذه العلاقة أن : $N = 1.1 P = 88 \text{ T}$



الشكل (٢ - ٣٠)

$$\sigma_{\max} = \sigma_A = 2.5 \text{ kg/Cm}^2$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{20}{88} = 0.23 \text{ m}$$

$$2.5 = \frac{88000}{A \times B} + \frac{6 \times 23}{A}$$

فلو اعتبرنا بشكل أولي أن (A=3 m) لحصلنا من هذه العلاقة على (B=1.45 m) وضمن هذه الأبعاد تكون الاجهادات المطبقة :

$$\sigma_{\max} = \frac{88000}{300 \times 145} \left(1 \pm \frac{6 \times 23}{300} \right)$$

$$\sigma_{\max} = 2.02 (1+0.46) = 2.95 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = 2.02 (1-0.46) = 1.09$$

- نفترض أيضاً أن الارتفاع الفعال المبدئي

$$d = 0.25 (A-a) = 60 \text{ Cm}$$

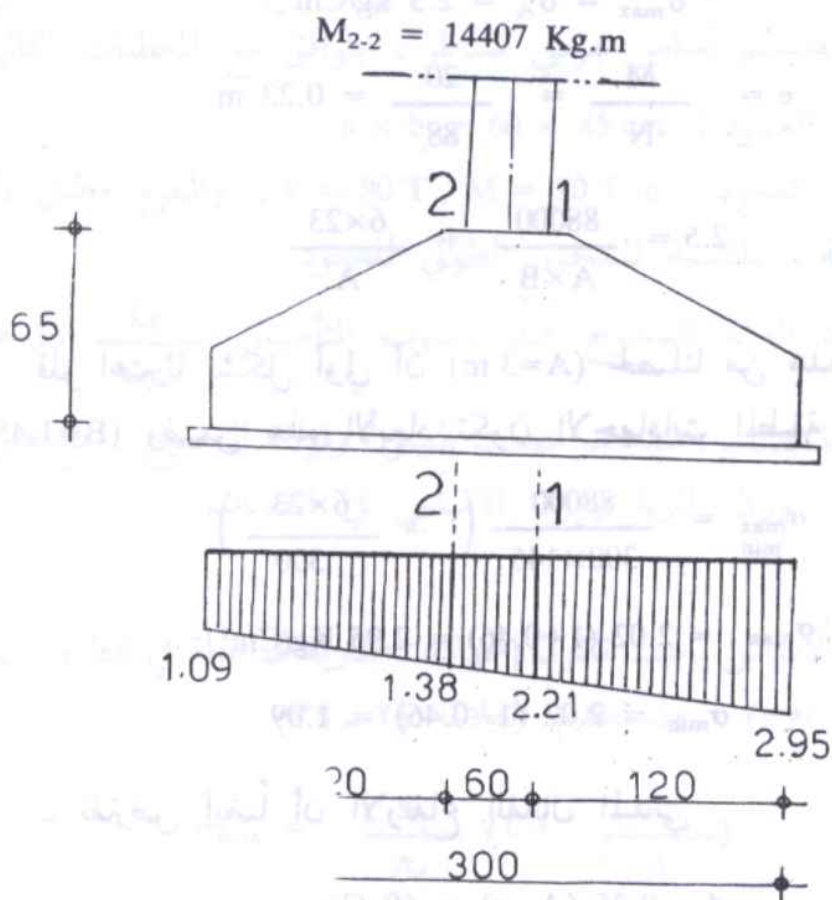
أي أن (H=65 Cm) . ثم نحسب العزوم على أطراف العمود ... فمن أجل الاتجاه الذي يؤثر فيه العزم الخارجي (M) ، (في الاتجاه الطويل) . نرسم مخطط الاجهادات ، ونحسب قيمها على طرفي العمود كما في الشكل (٢-٣١) .

$$M_{1-1} = \left[2.21 \frac{(120)^2}{2} + \frac{1}{2} (2.95-2.21) 120 \times \frac{2}{3} \times 120 \right] 145 \times 10^{-2}$$

$$M_{1-1} = 28223 \text{ Kg.m}$$

وإذا أردنا حساب (M₂₋₂) فإننا نجد :

$$M_{2-2} = \left[1.09 \frac{(120)^2}{2} + \frac{1}{2} (1.38-1.09) 120 \times \frac{2}{3} \times 120 \right] 145 \times 10^{-2}$$



وقبل حساب العزوم في الاتجاه الآخر للأساس ، نتحقق من الارتفاع المفروض من خلال العزم (M_{1-1}) ومن خلال تحقيق شرط الثقب ... فلو افترضنا أن مواصفات البيتون والتسليح هي :

$$\bar{\sigma}_b = 80 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 2200 \text{ Kg/Cm}^2 \text{ (محلزن)}$$

$$f_c = 200 \text{ Kg/Cm}^2, f_y = 4000 \text{ Kg/Cm}^2 \text{ أي أن}$$

$$\gamma_o = 15 \frac{80}{2200} = 0.545$$

لكان

$$\gamma_h = 2.54$$

$$\gamma_z = 0.882$$

وهذا يوافق :

ويكون الارتفاع الفعال

$$d = 2.54 \sqrt{\frac{2822300}{65 \times 80}} = 59 \text{ Cm} < 60$$

حيث افترضنا أن العرض الحسابي ($b_o = b + 20 \text{ Cm} = 65 \text{ Cm}$) ويكون التسليح في هذا الاتجاه

$$A_s = \frac{2822300}{0.882 \times 60 \times 2200} = 24.24 \text{ Cm}^2 (10\phi 18)$$

نتأكد من تحقيق الثقب كما في العلاقة (٢-١٦):

$$\tau = \frac{Q}{d.f} \leq \bar{\tau} = 7 \text{ Kg/Cm}^2$$

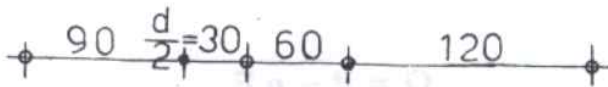
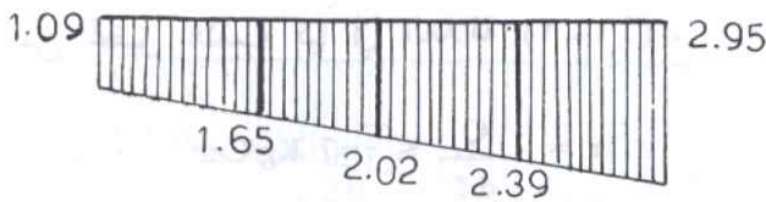
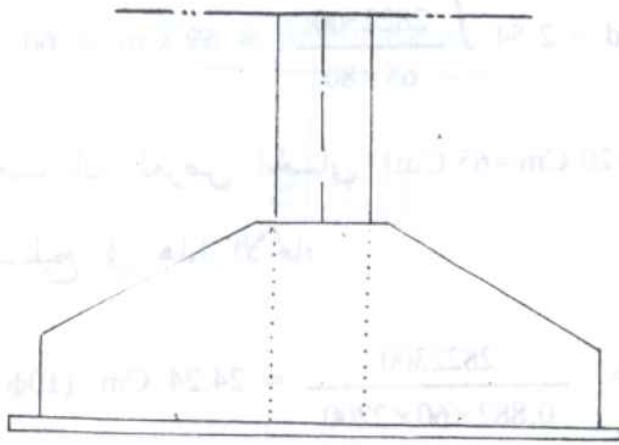
حيث

$$Q = P - q.F$$

$$F = (a+d)(b+d) = 120 \times 105 = 12600 \text{ Cm}^2$$

$$q = \frac{1}{2} (1.65 + 2.39) = 2.02 \text{ Kg/Cm}^2$$

والقيمة الأخيرة تمثل متوسط الأجهادات على مسافة ($\frac{d}{2}$) من وجه العمود. انظر الشكل (٢-٣٢).



الشكل (٢-٣٢)

$$Q = 80000 - 20200 \times 1,26 = 54548 \text{ Kg}$$

$$f = 2 [(a+d) + (b+d)] = 450 \text{ Cm}$$

$$\tau = \frac{54548}{60 \times 450} = 2.02 \text{ Kg/Cm}^2 < 7$$

- تحقيق التماسك من العلاقة (٢-٢٢)

$$T = \frac{V}{0.87 \cdot n \cdot \pi \cdot \phi \cdot d} < \bar{T} = 15 \text{ Cm}$$

$$V = 2.21 (120)(145) + (1.38 - 1.09) \frac{120 \times 145}{2}$$

$$V = 70977 \text{ Kg}$$

$$T = \frac{40977}{0.87 \times 10 \times 3.14 \times 1.8 \times 60} = 13.9 \text{ Kg/Cm}^2 < 15$$

- من أجل التسليح في الاتجاه الآخر ، نحسب العزم :

$$\dot{M} = \dot{q} \cdot \frac{l^2}{2} \cdot A = \dot{q} \cdot \frac{(B-b)^2}{2} \cdot A$$

حيث (\dot{q}) الاجهاد الوسطي الذي يعتبر مطبقاً بشكل وسطي على كامل المساحة في الاتجاه المدروس :

$$\dot{q} = \frac{1}{2} (2.95 + 2.02) = 2.482 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\dot{M} = \left[2.485 \times \frac{(50)^2}{2} \times 300 \right] 10^{-2}$$

$$\dot{M} = 9319 \text{ Kg.m}$$

$$\dot{A}_s = \frac{931900}{0.882 \times 60 \times 2200} = 8 \text{ Cm}^2 / 3 \text{ m} < 15\phi 12/3 \text{ m}$$

إذن نستخدم تسليحاً إنشائياً قدره $(15\phi 12/3 \text{ m})$.

* ملاحظة :

تستخدم بعض الحسابات قيمة لـ (\dot{q}) مساوية للاجهاد الوسطي الكلي

$$\dot{q} = \frac{2.95 + 1.09}{2} = 2.02 \text{ Kg/Cm}^2 \quad \text{أي أن}$$

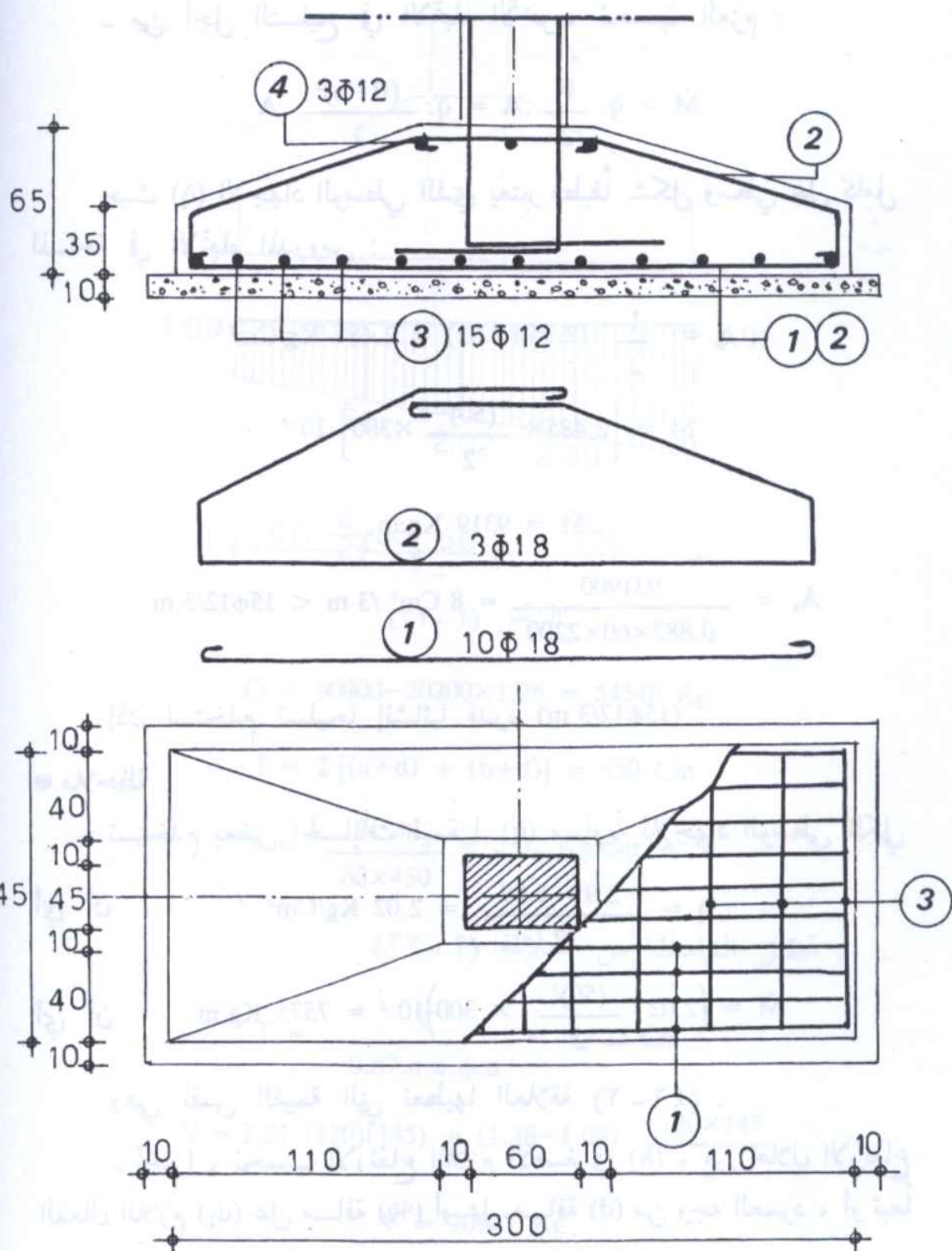
$$\dot{M} = \left(2.02 \cdot \frac{(50)^2}{2} \times 300 \right) 10^{-2} = 7575 \text{ Kg.m} \quad \text{أي أن}$$

وهي نفس القيمة التي تعطىها العلاقة (٢ - ٤٦) .

- أخيراً ، نحسب الارتفاع اللازم الأصغري (h) ، من خلال الارتفاع

الفعال اللازم (d_1) على مسافة $(d/2)$ أو على مسافة (d) من وجه العمود ، أو تبعاً

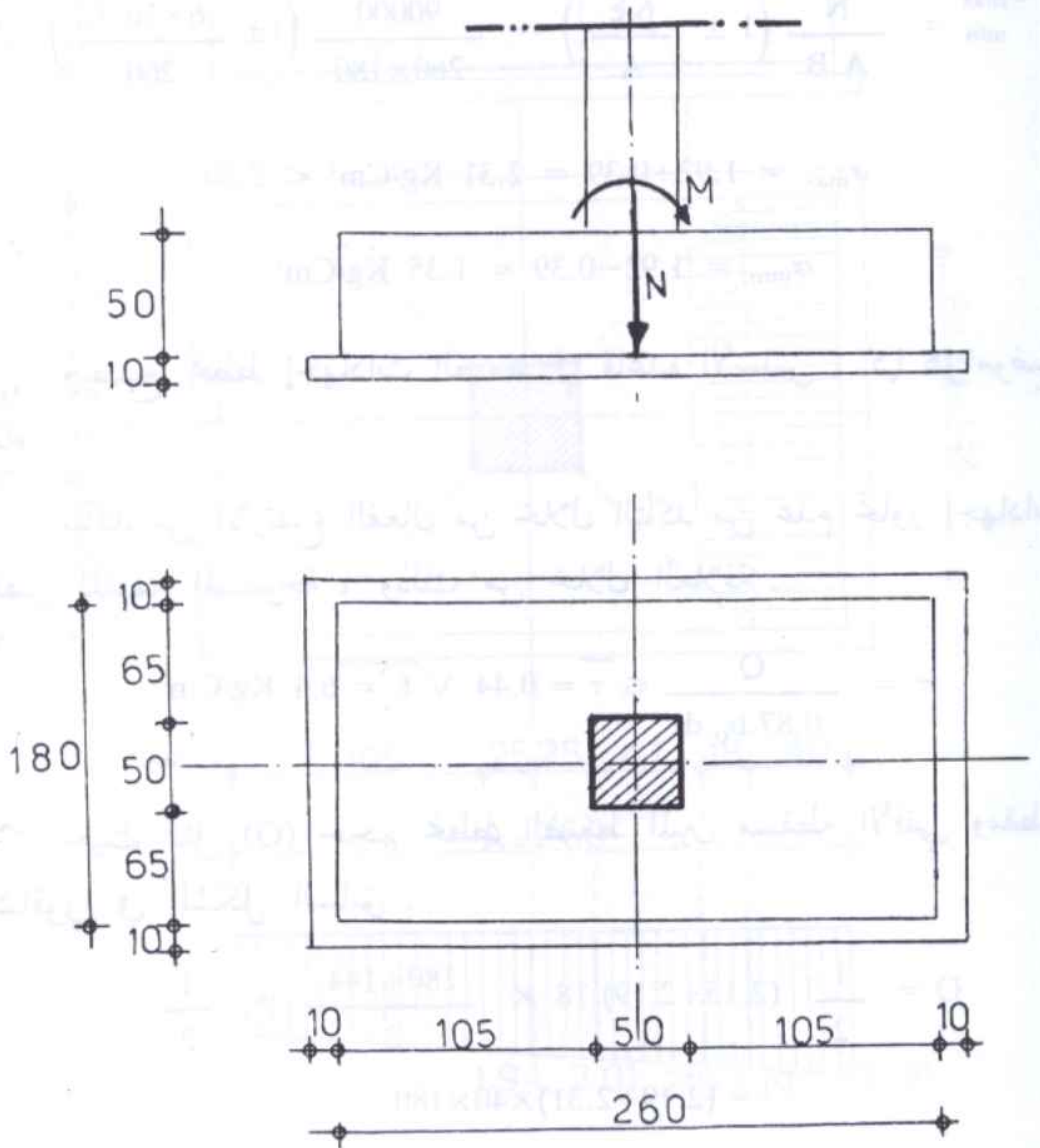
للبنء (٣) من الفقرة (٢ - ٢) حيث نجد أن (h=35 Cm) نرسم تفصيلات التسليح كما في الشكل (٢ - ٣٣).



الشكل (٢ - ٣٣)

* انظر الملاحظة في نهاية التطبيق (٢ - ٥ - ٦) .

٢-٨-٤ تطبيق رابع - تحقيق أساس صندوقي مسلح - :
 يطلب التحقق من أبعاد الأساس الموضحة في الشكل (٢ - ٣٢) وحساب التسليح اللازم ، مع العلم بأن الحمولة الإجمالية التي يتعرض لها ، $(M=15T.m, N=90T)$. وأن إجهاد التربة المسموح $(\sigma_A=2.5 Kg/Cm^2)$ و $f_c=210 kg/cm^2$ و $f_y=4200 Kg/Cm^2$ (فولاذ محلزن) .



الشكل (٢ - ٣٤)

الحل :

نحسب اللامركزية (e) :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{100000}{90000} = 16.7 \text{ Cm} < \frac{A}{6} = 43.3 \text{ Cm}$$

إذن فحاصلة القوى التي تخضع لها قاعدة الأساس ، تقع ضمن الثلث الوسطي لها ، لذلك نحسب الإجهادات من العلاقة :

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{N}{A.B} \left(1 \pm \frac{6.e}{A} \right) = \frac{90000}{260 \times 180} \left(1 \pm \frac{6 \times 16.7}{260} \right)$$

$$\sigma_{\max} = 1.92 + 0.39 = 2.31 \text{ Kg/Cm}^2 < 2.50$$

$$\sigma_{\min} = 1.92 - 0.39 = 1.35 \text{ Kg/Cm}^2$$

ويصبح مخطط إجهادات الضغط في قاعدة الأساس ، كما هو موضح أدناه .

نتأكد من الارتفاع الفعال من خلال التأكد من عدم تجاوز إجهادات القص للقيمة المسموحة ، وذلك من خلال العلاقة :

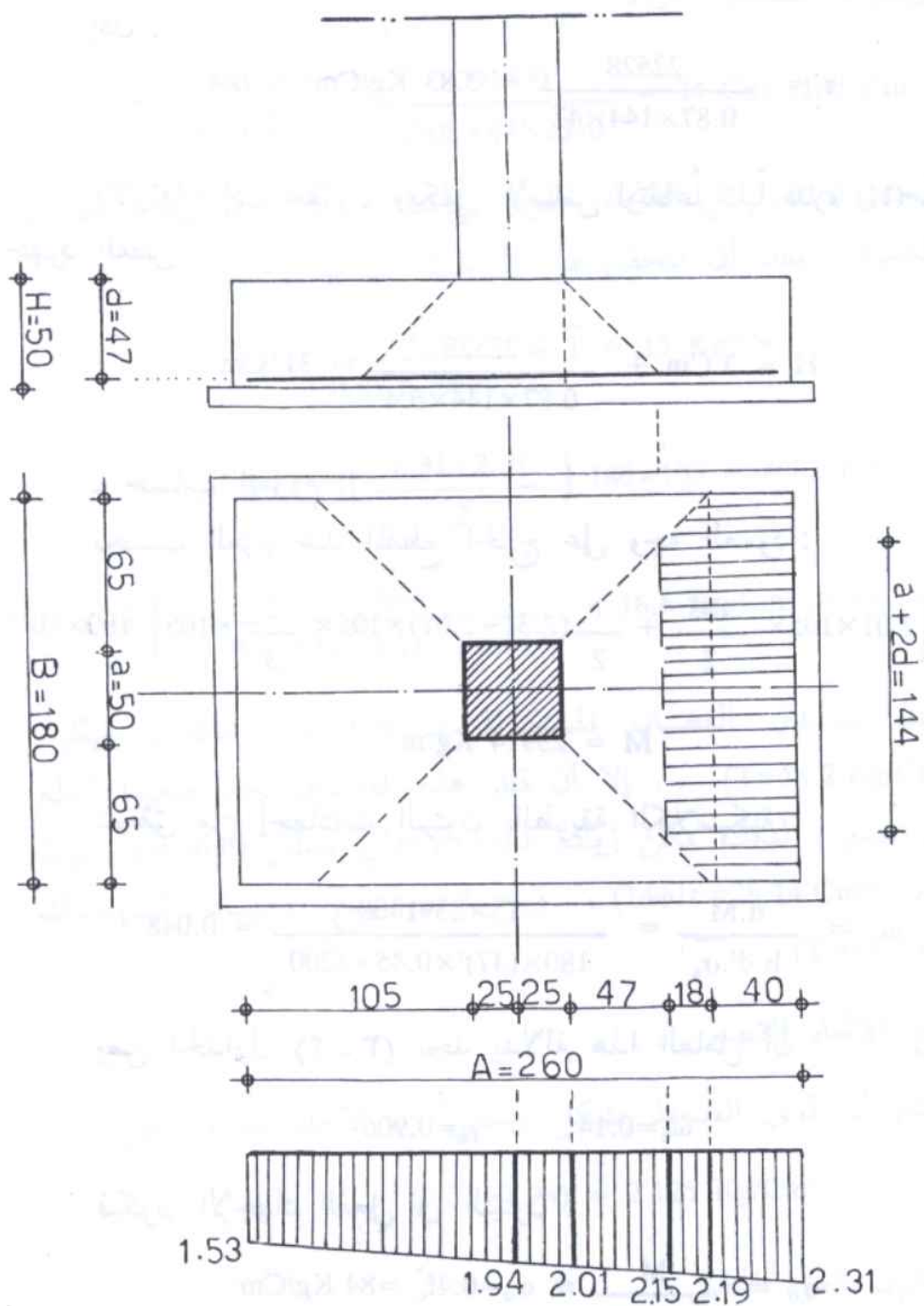
$$\tau = \frac{Q}{0.87.b_o.d} \leq \bar{\tau} = 0.44 \sqrt{f_c} = 6.4 \text{ Kg/Cm}^2$$

حيث تمثل (Q) حجم مخطط الضغط المبين مسقطه الأفقي ومقطعة الشاقولي في الشكل السابق .

$$Q = \frac{1}{2} (2.15 + 2.19) 18 \times \frac{180 + 144}{2} + \frac{1}{2}$$

$$(2.19 + 2.31) \times 40 \times 180$$

$$Q = 22528 \text{ Kg}$$



الشكل (٢ - ٣٥)

$$b_o = 2d + a = 144 \text{ Cm}$$

إذن :

$$\tau = \frac{22528}{0.87 \times 144 \times 47} = 3.83 \text{ Kg/Cm}^2 < 6.4$$

فالارتفاع إذن محقق ، ويكفي الأساس ارتفاعاً كلياً قدره (H) لمقاومة جهود القص ،

$$H = 3 \text{ Cm} + \frac{22528}{0.87 \times 144 \times 6.4} = 31 \text{ Cm}$$

- حساب العزوم :

نحسب العزم عند المقطع الحرج على وجه العمود :

$$M = \left[2.01 \times 105 \times \frac{105}{2} + \frac{1}{2} (2.31 - 2.01) \times 105 \times \frac{2}{3} \times 105 \right] 180 \times 10^{-2}$$

$$M = 23914 \text{ Kg.m}$$

نتحقق من إجهادات البيتون بالطريقة الكلاسيكية :

$$\omega_o = \frac{n.M}{b.d^2.\sigma_s} = \frac{15 \times 2391400}{180 \times (47)^2 \times 0.45 \times 4200} = 0.048$$

ومن الجداول (٢ - ٣) نجد بدلالة هذا العامل أن

$$\omega_b = 0.14 \quad \gamma_z = 0.906$$

فيكون الإجهاد الفعلي في البيتون :

$$\sigma_b = \frac{M}{\omega_b . b . d^2} \leq \overline{\sigma_b} = 0.4 f_c' = 84 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2391400}{0.14 \times 200 (47)^2} \approx 40 \text{ Kg/Cm}^2 < 84$$

وبالتالي فأبعاد الأساس المدروس محققة .
ويكون التسليح اللازم :

$$A_s = \frac{M}{\gamma_z \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2391400}{0,906 \times 47 \times 2310} = 24 \text{ Cm}^2 / 180 \text{ Cm}$$

نختار (12φ16) في الاتجاه الطويل للأساس ، نرفع منها ثلاثة قضبان تحت العمود . بعد أن نتحقق من التماسك كما يلي :

$$T = \frac{V}{0.87 \cdot n \cdot \pi \phi \cdot d} \leq \bar{T} = 15 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$V = \bar{q} \cdot B \cdot L = \left(\frac{2.31 + 2.01}{2} \right) 180 \times 105 = 4082 \text{ Kg}$$

$$T = \frac{40824}{0.87 \times 12 \times 3.14 \times 1.6 \times 47} = 16.6 \text{ Kg/Cm}^2 > 15$$

إذن نستبدل القضبان المستعملة بـ (16φ14=24.64 Cm²) فيكون (T=14,2 Kg/Cm² < 15) ... إلا أن قطر هذه القضبان يعتبر صغيراً لمقطع الأساس المعتبر ، لذلك يمكن زيادة العدد الاجمالي للقطر (16 mm) بحيث نستخدم (14φ16=28.14 Cm²) ، وبحيث يصبح إجهاد التماسك (T=14.2 Kg/Cm²) .

* تسليح الاتجاه القصير ...

نعتبر أن قوى الضغط بشكل وسطي في الاتجاه المذكور هي :

$$\bar{q} = \frac{1}{2} (2.31 + 1.94) = 2.125 \text{ Kg/Cm}^2$$

فيكون العزم المطبق :

$$\bar{M} = \bar{q} \cdot \frac{l^2}{2} \cdot L = 2.125 \cdot \frac{(65)^2}{2} \times 300 \times 10^{-2}$$

$$M = 13467 \text{ Kg.m}$$

وقوة القص في هذا الاتجاه :

$$Q = q.L.l = 2.125 \times 300 \times 65 = 41438 \text{ Kg}$$

التسليح :

$$\omega_a = 0.013 \Rightarrow \gamma_z = 0.94$$

$$A_s = 13,2 \text{ Cm}^2 < A_{\min} = 28.2 \text{ Cm}^2$$

إذن نختار (19φ14/260) ، ونتحقق من إجهاد التماسك كما يلي :

$$T = \frac{41438}{0.87 \times 19 \times 3.14 \times 1.4 \times 45} = 12.7 \text{ Kg/Cm}^2 < 15$$

وبعد ذلك يتم رسم تفصيلات التسليح ...

٢ - ٩ اللامركزية باتجاهين :

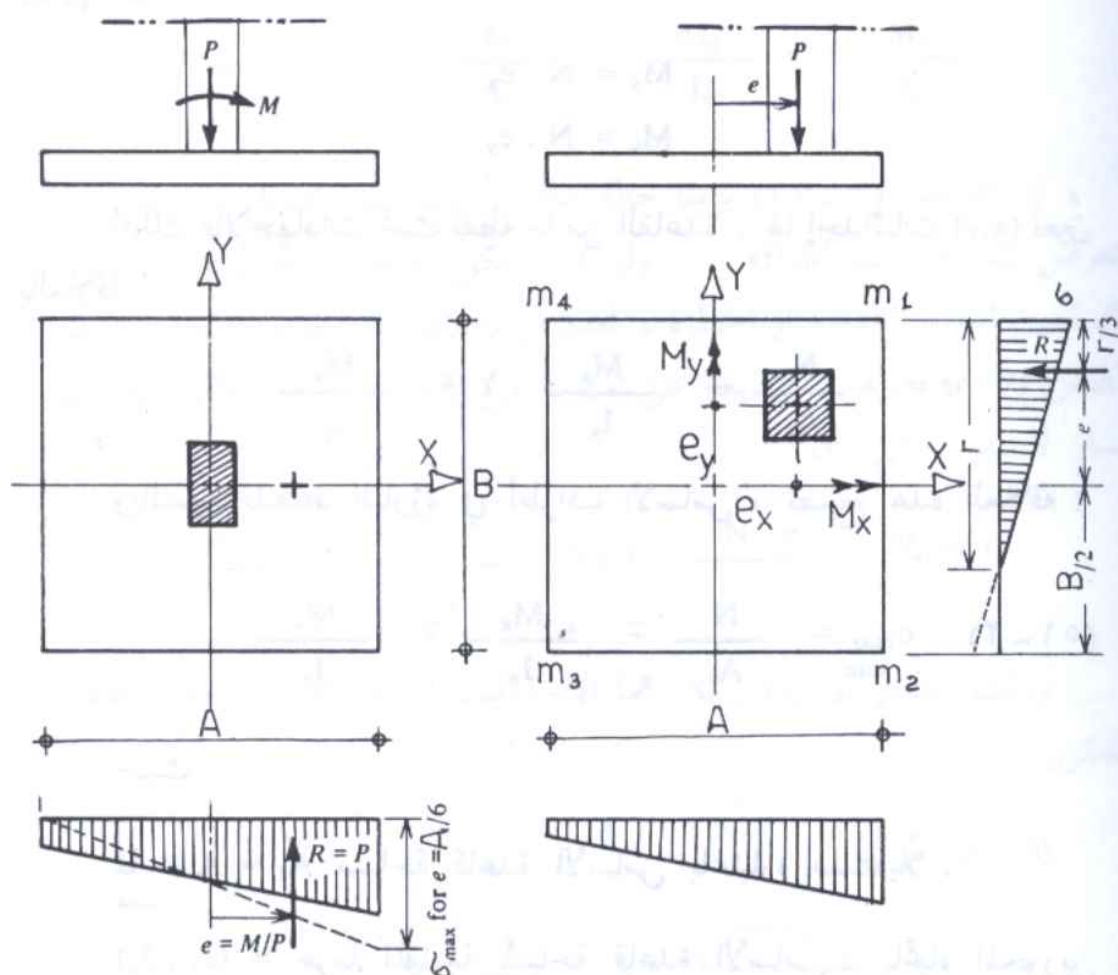
- كثيراً ما تضطرنا حالات الإنشاء ، إلى استخدام أساسات لا تقع فيها
حاصلة القوى الشاقولية (N) على المحورين الاحداثيين المارين من مركز ثقل
القاعدة ... أو إلى أساسات تتعرض إلى عزوم انعطاف في الاتجاهين
المذكورين (x-x) ، (y-y) . أو إلى حمولات أفقية في أسفل العمود ، تسبب عزوماً
كالمدكورة أعلاه .

- في جميع هذه الحالات سيتعرض الأساس المدروس إلى لامركزية في
هذين الاتجاهين (e_x , e_y) ، مع الإشارة إلى أن هذه الحالة يمكن أن تتعرض لها
كافة أنواع الأساسات الأخرى .

- في الحالة العامة لخضوع الأساس لهذه اللامركزيات ، سنجد أن أجزاء
من الأساس المدروس تتعرض إلى إجهادات ضاغطة بسبب رد فعل التربة ،
وجزء آخر يخضع إلى إجهادات شادة ...

وفي حالات خاصة يكون الأساس معرضاً إلى ضغط على كامل مساحة قاعدته إلا أنه في جميع الحالات .. لا يكون توزيع هذه الإجهادات منتظماً ..

- يوضح الشكل (٢ - ٣٦) توزع الاجهادات في الحالة التي يتعرض فيها الأساس إلى لا مركزية في اتجاه واحد أو في اتجاهين .



الشكل (٢ - ٣٦)

- إن عملية تصميم هذه الأساسات ، تتجلى في حساب أبعاده المختلفة ، والتي تحقق تخفيض تأثير اختلافات الإجهاد المسببة لدوران الأساس .

وبغية توضيح عملية التصميم بشكل أكبر ، لا بد من التذكير بكيفية حساب المقاطع الخاضعة إلى ضغط لا مركزي . ونختصر ذلك بالفقرة التالية :

* تختلف حالة الضغط اللا مركزي ، عن الانعطاف المائل في أن المقطع المدروس ، يخضع إضافة إلى عزم الانعطاف ، لقوى ناظرية . وبنتيجة ذلك يمكن تعيين الإجهادات الناظرية في أية نقطة .

إن أية نقطة من سطح قاعدة الأساس (باعتبارها المقطع المدروس) ستعرض إلى قوة شاقولية ($N = R$) ، وعزمي انعطاف في الاتجاهين ، ($y-y$) ، ($x-x$) هما :

$$M_x = N \cdot e_x$$

$$M_y = N \cdot e_y$$

لذلك فالإجهادات تحت نقطة ما من القاعدة ، لها إحداثيات (x,y) تعين بالعلاقة :

$$\sigma = \frac{N}{A_f} \mp \frac{M_x}{I_x} \cdot Y \mp \frac{M_y}{I_y} \cdot X$$

وبالنسبة للنقاط البارزة في أطراف الأساس ، تصبح هذه العلاقة :

$$(٥١ - ٢) \quad \sigma_{\max} = \frac{N}{A_f} \mp \frac{M_x}{J_x} \mp \frac{M_y}{J_y}$$

حيث :

$A_f = A \times B$ مساحة قاعدة الأساس باعتباره مستطيلاً .

(J_x, J_y) = عزما المقاومة لمساحة قاعدة الأساس ، باتجاه المحورين (y, x) وللمقطع المستطيل يكون $(J_x = \frac{B \cdot A^3}{12}, J_y = \frac{A \cdot B^3}{12})$.

- إن أكبر قيمة جبرية للإجهادات تقع في الزاوية التي تطبق قريبا القوة (N) أي في النقطة (m_1) من الشكل السابق (٢ - ٣٦) . وهنا يكون :

$$\sigma_{\max} = \sigma_{m1} = \frac{N}{A_f} + \frac{M_x}{J_x} + \frac{M_y}{J_y}$$

أما أصغر قيمة جبرية للاجهادات ، فتقع عند النقطة (m₃) في الشكل السابق ، حيث :

$$\sigma_{\min} = \sigma_{m3} = \frac{N}{A_f} - \frac{M_x}{J_x} - \frac{M_y}{J_y}$$

إن الشكل (٢ - ٣٧) يرينا حالة عامة لأساس ذي تحميل لا مركزي ، يتعرض لشد في أحد أطرافه . . . ولو كان شكل القاعدة عاماً ، واختيارياً ، فإن تعيين النقاط الحرجة أو الخطرة ، تحدد من خلال إيجاد المحور المحايد (خط الصفر) (z - z) . وهو الذي يعبر عن المنطقة التي يكون فيها مجموع الاجهادات مساوٍ للصفر . أي أن

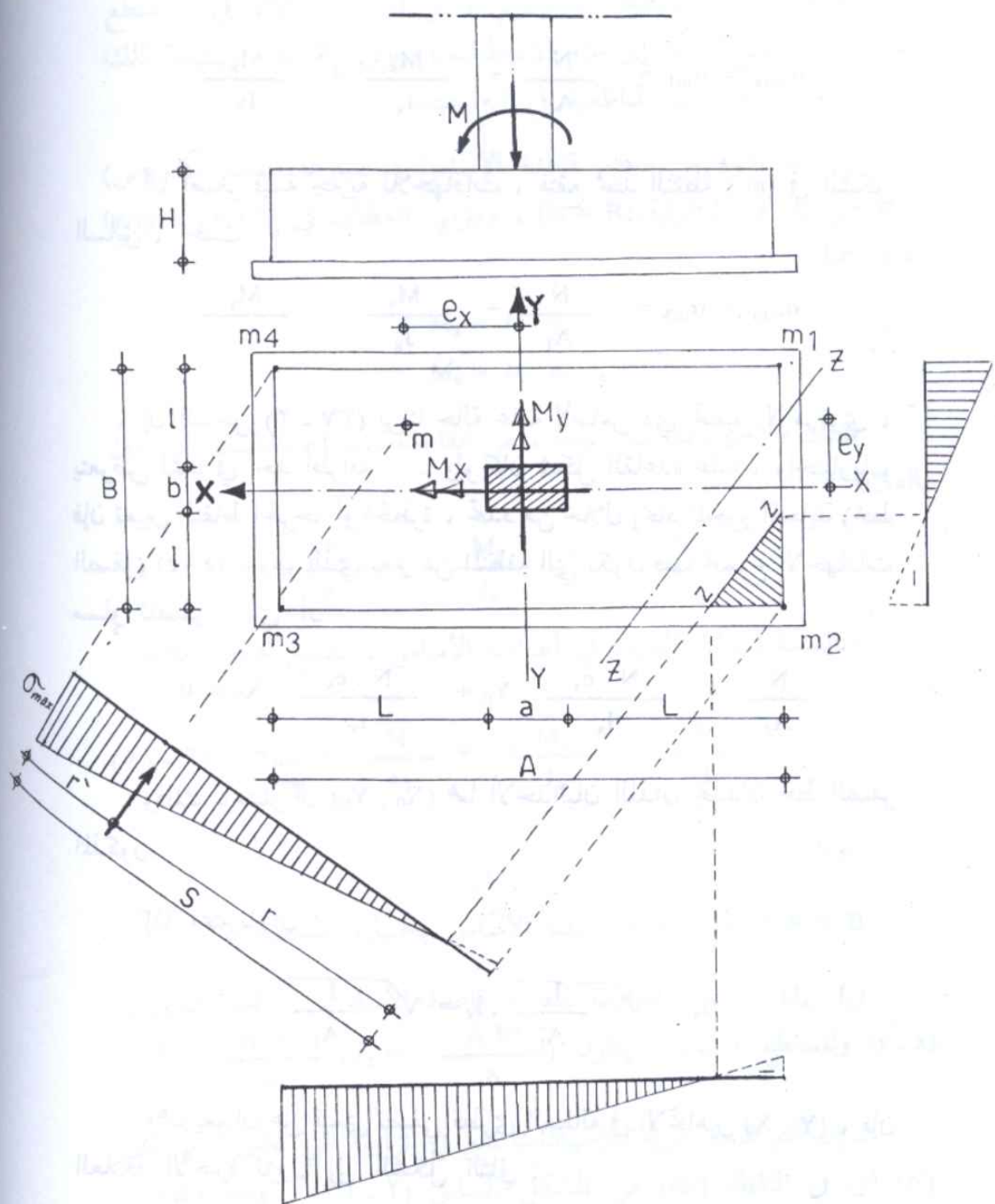
$$\frac{N}{A_f} + \frac{N \cdot e_x}{I_x} \cdot Y_0 + \frac{N \cdot e_y}{I_y} \cdot X_0 = 0$$

وذلك باعتبار أن (X₀ , Y₀) هما الاحداثيان اللذان يحددان خط الصفر المذكور .

إذا اعتبرنا أن :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_f}} , i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_f}}$$

وهما يعبران عن قيمتي نصف قطري العطالة في الاتجاهين (Y , X) ، فإن العلاقة الأخيرة تؤول إلى الشكل التالي :



الشكل (٢ - ٣٧)

$$\frac{N}{A_f} \left(1 + \frac{e_x}{i_x^2} \cdot Y_0 + \frac{e_y}{i_y^2} \cdot X_0 \right) = 0$$

$$1 + \frac{e_x}{i_x^2} \cdot Y_0 + \frac{e_y}{i_y^2} \cdot X_0 = 0$$

$$\cdot \left(\frac{N}{A_f} \neq 0 \right) \quad \text{حيث أن}$$

إن المعادلة الأخيرة ، هي معادلة خط الصفر ، ويمكن كتابتها على شكل معادلة خط مستقيم في مختلف أجزاء الأساس كما يلي :

$$\frac{X_0}{a_0} + \frac{Y_0}{b_0} = 1$$

حيث :

$$a_0 = - \frac{i_y^2}{e_x} , b_0 = - \frac{i_x^2}{e_y}$$

وهما يعبران عن الأقسام التي يمر بها خط الصفر في محاور الاحداثيات ...

وبما أن نصف قطر العطالة موجب دوماً ، فإن كل من (a_0 , b_0 , e_x , e_y) قد تحمل إشارات مختلفة .

* تعبر المعلومات النظرية السابقة عن الطريقة العامة لتوزيع الاجهادات تحت هذه القواعد إلا أننا يمكن عملياً أن نقسم الأساسات المعرضة إلى لا مركزية باتجاهين ، إلى نوعين ، وذلك تبعاً لنشوء الإجهادات الشادة أو عدم نشوئه :

أولاً : الحالة التي يتعرض فيها الأساس إلى ضغط على كامل مساحته :
- من المعروف أن النواة المركزية لمقطع ما ، تمثل مساحة ما ، محيطة بمركز ثقل المقطع ، وتتمتع بخاصية وهي أنه إذا تعرض المقطع لقوة ضاغطة واقعة

ضمنها ، فإن كافة الإجهادات تكون حينئذٍ ضاغطة . وهنا يكون خط الصفر (z-z) خارج المقطع المدروس .

- من أجل مقطع مستطيل تكون النواة المركزية ، عبارة عن معين أطوال قطرية $(\frac{A}{3} , \frac{B}{3})$. حيث (B , A) هما طول وعرض المستطيل على التوالي ، ومركز المعين ينطبق على مركز المستطيل ومن أجل مقطع دائري ، نُحدد النواة المركزية بدائرة صغيرة ، تحيط بمركز المقطع ، وبقطر إجمالي قدره $(\frac{R}{8})$ ، حيث (R) نصف قطر المقطع الدائري .

إن أكثر حالات الأساسات انتشاراً هي الأساسات المستطيلة ، لذلك نجد أنه في الحالة التي تتعرض فيها هذه الأساسات إلى ضغط على كامل المساحة ، فإن الاجهادات في أطراف الأساس تصبح على النحو التالي ، حيث $(e_y \leq \frac{B}{6} , e_x \leq \frac{A}{6})$:

$$(٥٢-٢) \quad \sigma_{mi} = \frac{N}{A_f} (1 \mp \frac{6 \cdot e_x}{A} \mp \frac{6 \cdot e_y}{B})$$

حيث (i) تعبر عن رقم النقطة المدروسة (m) .

ثانياً : الحالة التي يتعرض فيها الأساس إلى شد في أحد أطرافه :

في هذه الحالة لا تصبح كامل مساحة الأساس فعالة لتحمل القوى والعزوم ، بسبب نشوء الاجهادات الشادة . كما أن استخدام المعادلة (٥١-٢) يعطي قيماً للإجهادات لا تكون صحيحة ، وذلك لأن تعيين خط الصفر من خلال المعادلة المذكورة ، لا يوافق تحقيق التوازن في الأساس . فالقوة الاجمالية

التي يمثلها حجم مخطط الضغط لا تساوي حاصله الحملات (N) ، كما أن مركزي هاتين القوتين لا ينطبقان ...

إذن لا بد لحساب الاجهادات الفعلية من تعيين خط الصفر الحقيقي ... ويتم ذلك بتجريب عدة محاور (أي بالتجربة والخطأ) ...
- نجد هنا أن ثمة طرق تحليلية أو تخطيطية يمكن استخدامها لإيجاد خط الصفر الحقيقي ، الذي يحدد قيم الاجهادات الفعلية تحت الأساس ، تلك الاجهادات التي يساوي حجم مخططها الحاصلة (N) ، مع انطباق مركزها على نقطة تطبيق (N) المذكورة ..

أ - الطريقة التحليلية لتحديد خط الصفر وإيجاد الاجهادات الحقيقية :

إذا تأملنا الشكل (٢ - ٣٧) ، فإننا نستطيع تحديد خط الصفر الافتراضي (z-z) من خلال استخدام المعادلة (٢ - ٥١) ، والتي تحدد لنا إجهادات افتراضية في هذه الحالة .

إن خط الصفر الحقيقي الذي يكون عنده حجم مخطط الضغط مساوي لحاصله القوى ، يقع بين الخط الافتراضي (z-z) والنقطة (m) ، لذلك نفترض محوراً ما (Z-Z) بحيث يقع بين (m) و (z-z) ، ويوازي المحور الأخير .

ونحسب عزم عطالة المساحة التي افترضنا أنها بحالة ضغط حول المحور المفترض (Z - Z) أي (I_z) . ثم نحدد الضغط الأعظمي من العلاقة :

$$\sigma_{\max} = \frac{N.r.c}{I_z} \quad (٢ - ٥٣)$$

حيث (c) هي المسافة بين النقطة التي تتعرض لضغط أعظمي (m₄) في الشكل (٢ - ٣٧) والمحور المفترض (Z - Z) . أما (r) فهي محددة في الشكل المذكور .

ومن العلاقة (٢ - ٥٣) نحسب أيضاً قيم الاجهادات في الزوايا الأخرى الواقعة ضمن المساحة التي افترض أنها مضغوطة (أي عند m_1, m_3) ، بعد استبدال (c) بقيمتها المناسبة ، أي بالمسافة بين النقطة المدروسة .

- بعدئذٍ نحسب حجم مخطط الضغط الناتج ، ومركز ثقله ، ونقارنها بالحمولة الكلية (N) وبنقطة تطبيقها (m) بغية التحقق من متطلبات التوازن .
وعندما لا يكون حجم المخطط المذكور مساوٍ لحاصلة الحمولة ، ومراكزهما متباعدة ، يعاد افتراض محور جديد (Z - Z) ، وتعاد الحسابات السابقة ...

هذا هو موجز الطريقة التحليلية ، وهي طريقة طويلة بسبب كثرة الحسابات فيها ، لذلك يمكن استخدام الطريقة البيانية التالية :

ب - الطريقة البيانية لتحديد خط الصفر وإيجاد الاجهادات الحقيقية :
إذا كان لدينا أساساً كالمبين في الشكل (٢ - ٣٨) ، فإنه يمكن إيجاد خط الصفر الحقيقي . وتحديد الإجهادات الأعظمية تحت الأساس بالطريقة التالية المسماة بطريقة (بلوك) (PLOK) ، والمعتمدة على مخططات بيانية تدعى بمخططات دانهام (DUNHAM) . وذلك كما يلي :

نعتبر أن :

$$(c = \frac{e_y}{B}) \text{ و } (d = \frac{e_x}{A})$$

ومن هذين العاملين ، نحصل من الشكل (٢ - ٣٩) ، على قيم (s , a) . ونحدد بالتالي خط الصفر الحقيقي . انظر الشكل (٢ - ٣٨) .

أما الاجهاد الاعظمي فيكون :

$$\sigma_{\max} = K \frac{N}{A.B} \quad (٢ - ٥٤)$$

حيث (K) معامل يؤخذ من الشكل (٢ - ٤٠) ، بدلالة (c,d) .

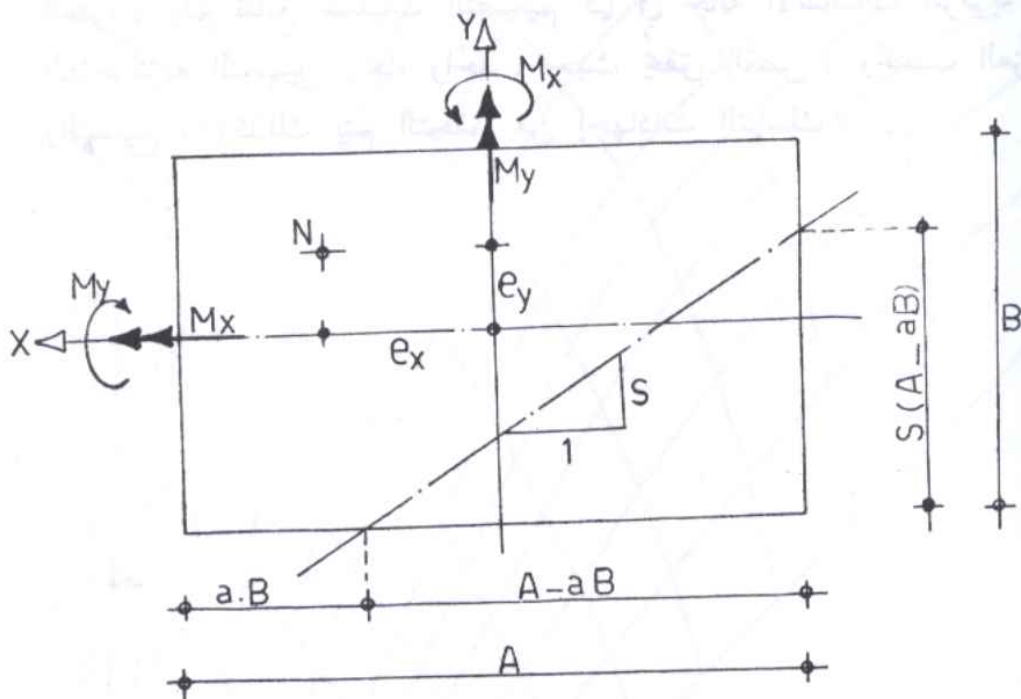
* ملاحظة هامة :

إن قيم (s) المعطاة في البيانات (٢ - ٤٠) ، حُدَّت من أجل أساسات مربعة ، وعندما يكون الأساس مستطيلاً يصبح :

$$s' = s \frac{B}{A} \quad (٢ - ٥٥)$$

هذا ويقطع خط الصفر ، الضلع القصير للأساس . إذا كان

$$A < a \cdot B + \frac{B}{s'} \quad (٢ - ٥٦)$$



الشكل (٢ - ٣٨)

* ملاحظات :

- ١ - إن المناقشات السابقة ، تطبق على الأساسات التي تحتوي على محور تناظر واحد على الأقل في المسقط الأفقي .

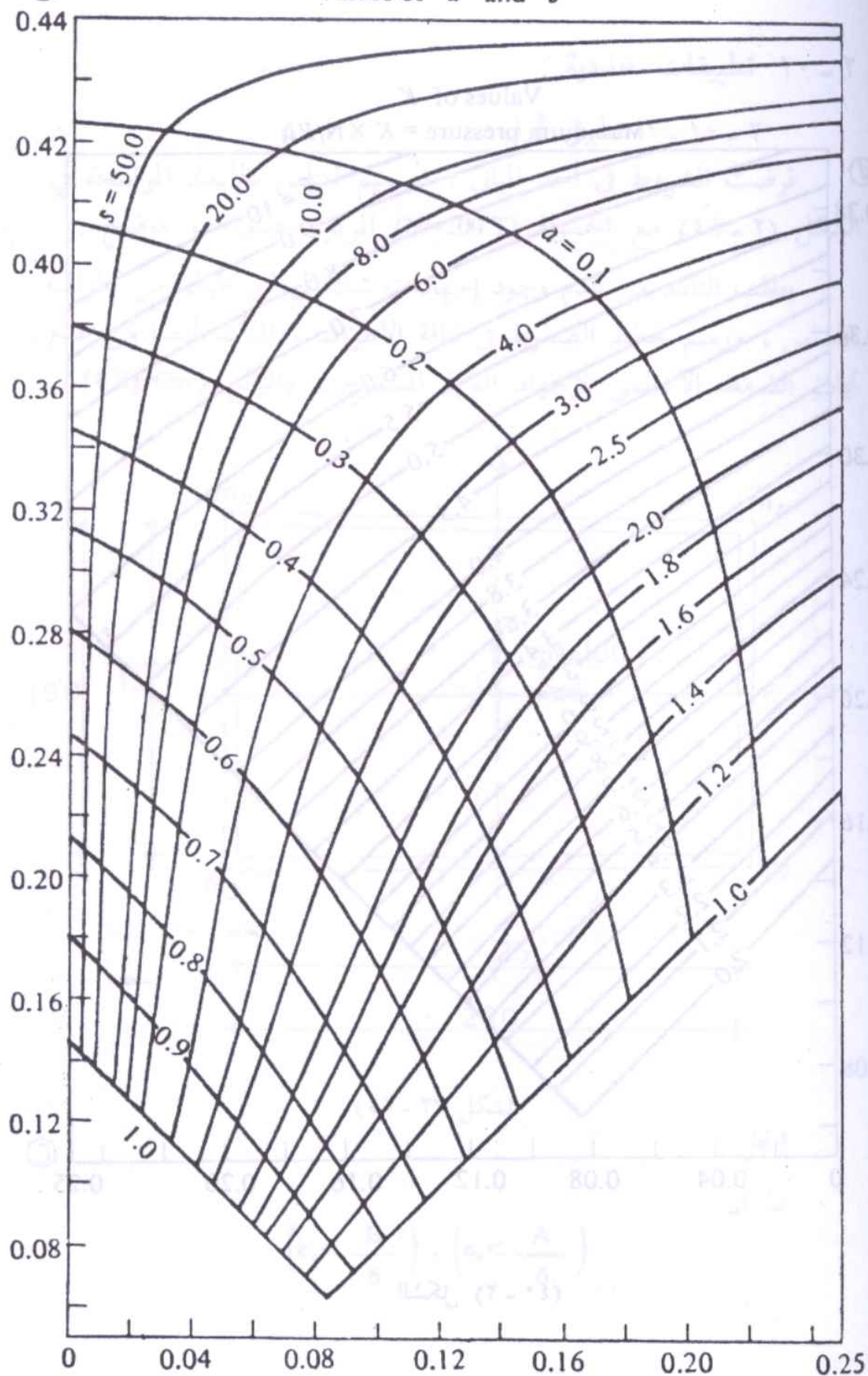
أما في الحالات المخالفة لذلك ، فإن حساب ردود الأفعال للتربة ، يصبح عملية صعبة ، وخاصة عندما تكون حاصلة رد الفعل هذا ، غير مارة بمركز ثقل مساحة مخطط الضغط بسبب وجود عزوم انعطاف مؤثرة على مساحة ليست متناظرة .

في هذه الحالات لا يمكن عملياً تطبيق العلاقات السابقة ، حتى ولو كان الأساس كله بحالة ضغط .. إلا أنه يشار الى القبول باستخدام العلاقة (٢-٥١) ، مع التجاوز عن الأخطاء الناجمة عن ذلك . (انظر التطبيق العددي في الفقرة ٢-١٠-٢) .

٢- بعد حساب الإجهادات في أي نوع من الأساسات المذكورة في هذه الفقرة ، يتم تتابع عمليات التصميم كما في حالة الأساسات المركزية أو اللامركزية التحميل باتجاه واحد ، حيث يحقق القص ، وتحسب العزوم والتسليح ، وكذلك يتم التحقق من إجهادات التماسك

④

Values of "a" and "s"

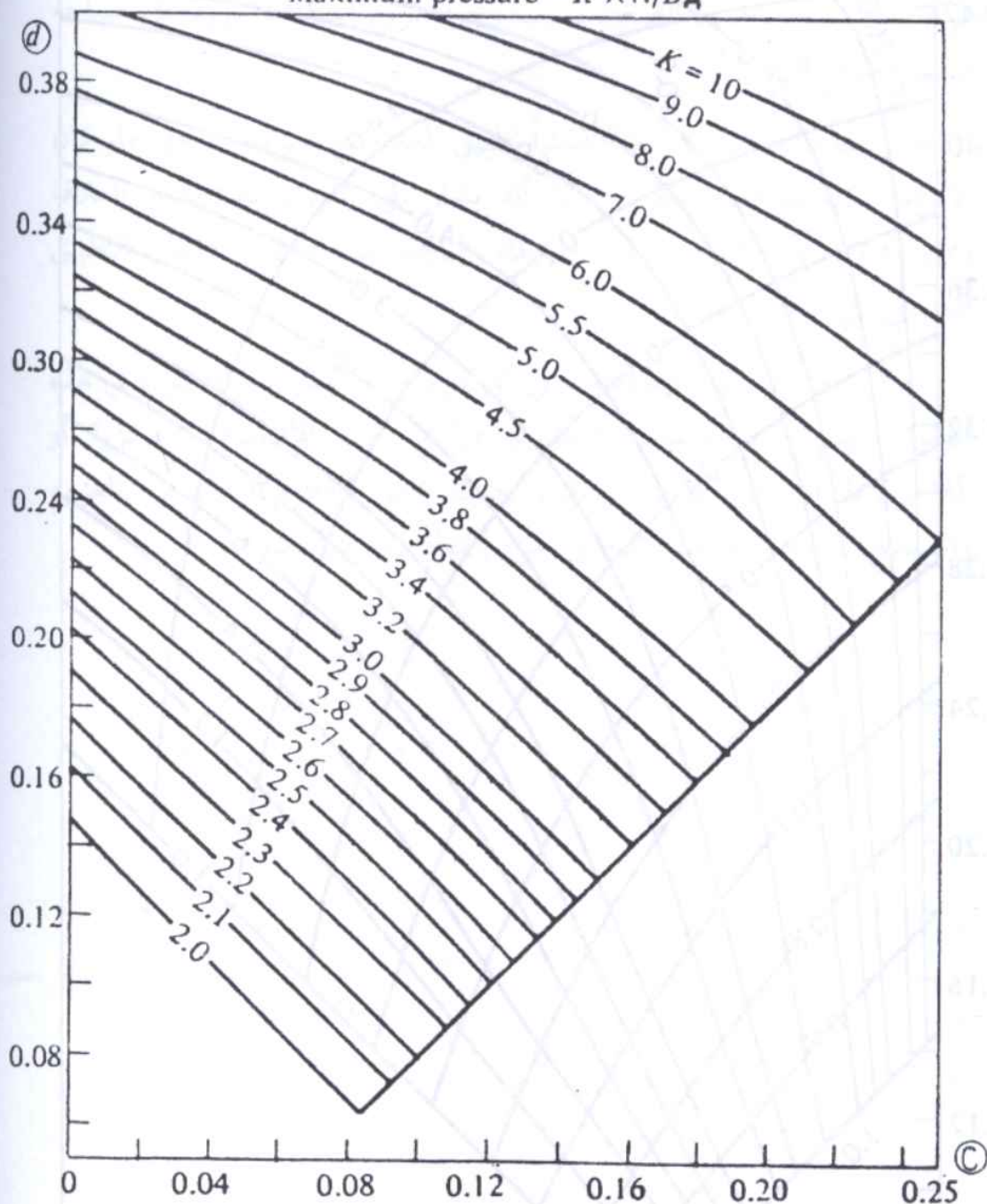


الشكل (٢ - ٣٩)

- ١٤٧ -

©

Values of K
Maximum pressure = $K \times N/BA$



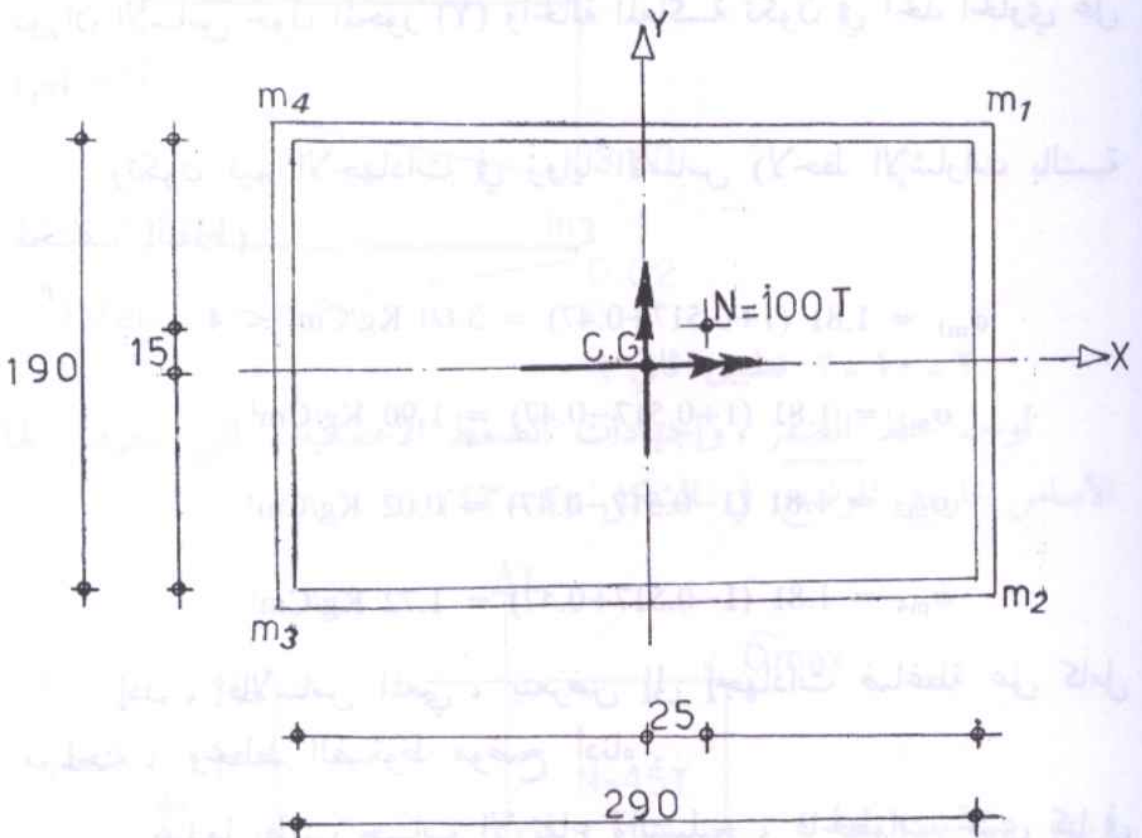
الشكل (٢ - ٤٠)

٢-١٠ تطبيقات عديدة :

٢-١٠-١ تطبيق أول :

فرضت الشروط في أحد المباني ، تصميم أساس بالأبعاد الموضحة في الشكل (٢-٤١) مع الحمولة ($N=100\text{ T}$) المركزة حسبها هو موضح .

يطلب التأكد من عدم وجود إجهادات شادة في أي طرف من أطراف الأساس ، و رسم مخطط الضغوط في كافة الأطراف ، للتأكد أيضاً من عدم تجاوز الضغط الأعظمي لإجهاد التربة المسموح ، والبالغ (4 Kg/Cm^2) .



الشكل (٢-٤١)

الحل :

بما أن

$$\left(e_y < \frac{B}{6} \right) , \left(e_x < \frac{A}{6} \right)$$

نستخدم العلاقة (٢- ٥٢) حيث نجد :

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \left(1 \pm \frac{6e_x}{A} \pm \frac{6e_y}{B} \right)$$
$$\sigma = \frac{100000}{190 \times 290} \left(1 \pm \frac{6 \times 25}{290} \pm \frac{6 \times 15}{190} \right)$$
$$\sigma = 1.81 (1 \pm 0.517 \pm 0.47)$$

مع الانتباه إلى أن الحد الحاوي على (e_x) ، يسبب عزمًا (M_x) يؤدي إلى دوران الأساس حول المحور (Y) والحالة المعاكسة تكون في الحد الحاوي على (e_y) .

وتكون قيم الاجهادات في زوايا الأساس (لاحظ الإشارات بالنسبة لمختلف النقاط) :

$$\sigma_{m1} = 1.81 (1+0.517+0.47) = 3.60 \text{ Kg/Cm}^2 < 4$$

$$\sigma_{m2} = 1.81 (1+0.517-0.47) = 1.90 \text{ Kg/Cm}^2$$

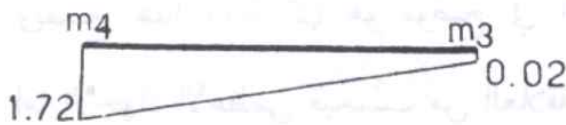
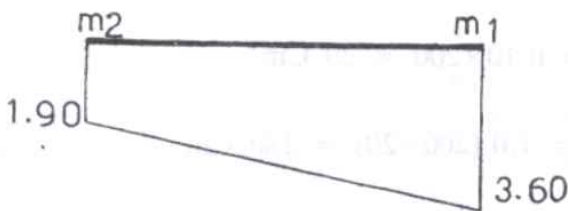
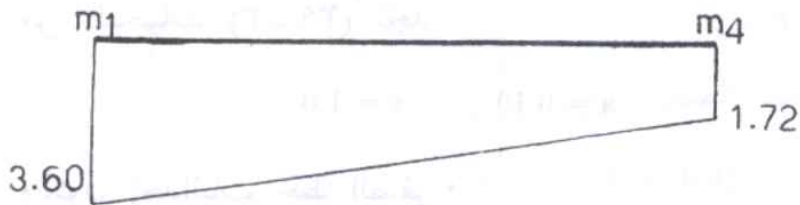
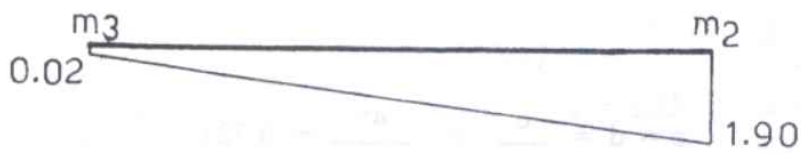
$$\sigma_{m3} = 1.81 (1-0.517-0.47) = 0.02 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\sigma_{m4} = 1.81 (1-0.517+0.47) = 1.72 \text{ Kg/Cm}^2$$

إذن ، فالأساس المعني ، يتعرض إلى إجهادات ضاغطة على كامل مساحته ، ومخطط الضغوط موضح أدناه .

- عندما يطلب حساب الارتفاع والتسليح ، فالخطوات تجري كما في الأساسات المعرضة الى لا مركزية باتجاه واحد ، حيث يدرس كل من العزم والقص ، في المقاطع الحرجة لهما ، وفي كلا الاتجاهين (X, Y) . وبحسب التسليح اللازم ، ثم يُحقق التماسك .

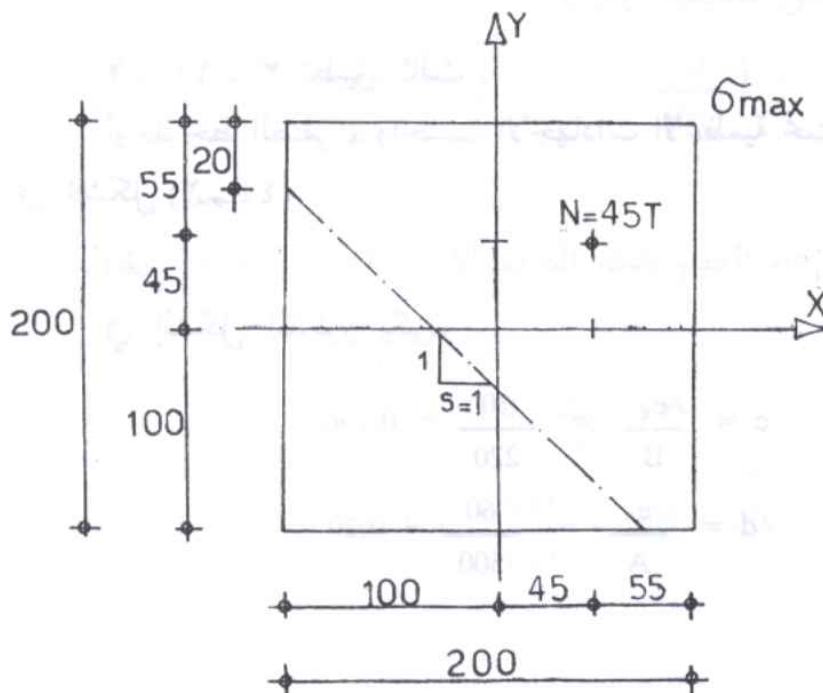
ومن الواضح أن أعظم إجهادات في الاتجاهين (X, Y) ، حسب المخطط المبين ، تحكم العزم في الاتجاهين ، وبالتالي كميات التسليح فيهما .



الشكل (٤٢-٢)

٢-١٠-٢ تطبيق ثاني :

أوجد خط الصفر، وإجهادات الضغط الأعظمية ، التي يتعرض لها الأساس المربع الموضح في الشكل (٤٣-٢) .



الشكل (٤٣-٢)

الحل :

$$c = d = \frac{e}{A} = \frac{45}{200} = 0.225$$

من المنحنيات (٣ - ٣٩) نجد :

$$a = 0.10 \quad s = 1.0$$

وتكون إحداثيات خط الصفر .

$$a.B = 0.10 \times 200 = 20 \text{ Cm}$$

$$S (A - aB) = 1.0 (200 - 20) = 180 \text{ Cm}$$

ويصبح هذا الخط كما هو موضح في الشكل (٢ - ٤٣) .

أما الاجهاد الأعظمي فيحسب من العلاقة التالية ، بعد إيجاد (K) من المنحنيات (٢ - ٤٠) .

$$K = 4.7 \Rightarrow \sigma_{\max} = 4.7 \frac{45000}{(200)^2} = 5.3 \text{ Kg/Cm}^2$$

٢ - ١٠ - ٣ تطبيق ثالث :

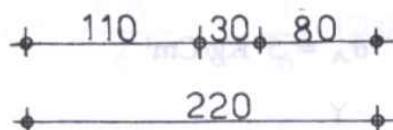
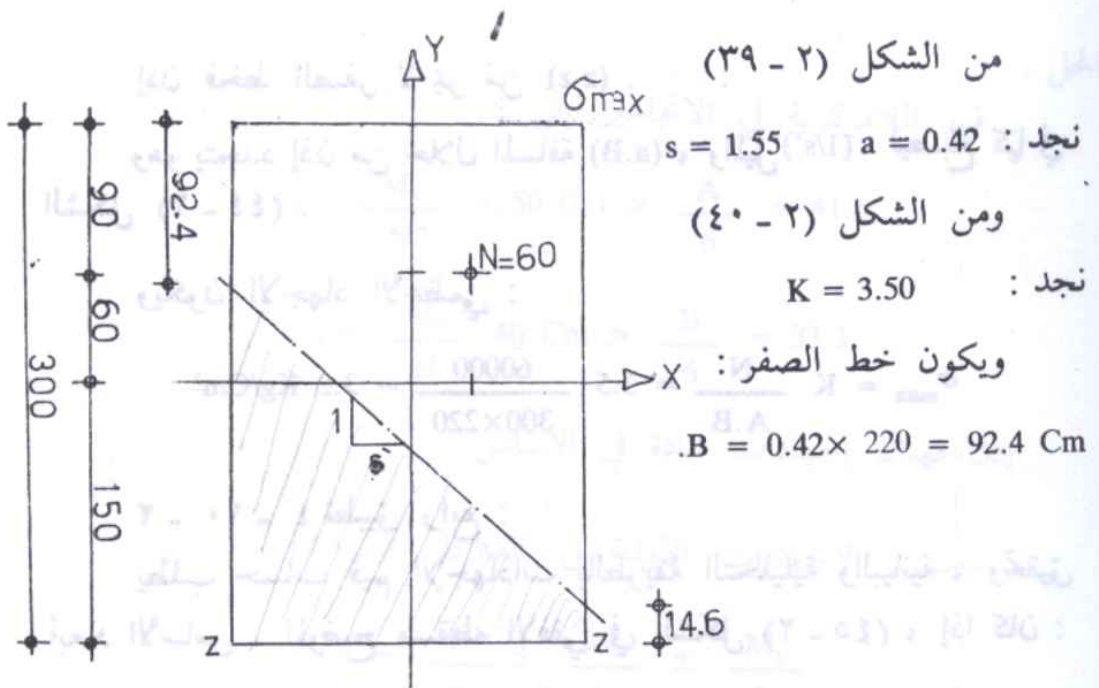
أوجد خط الصفر ، واحسب الاجهادات الأعظمية تحت الأساس المين في الشكل (٢ - ٤٤) .

الحل :

في الشكل المذكور يكون :

$$c = \frac{e_x}{B} = \frac{30}{220} = 0.136$$

$$d = \frac{e_y}{A} = \frac{60}{300} = 0.20$$



الشكل (٢ - ٤٤)

وبما أن الأساس مستطيلاً يكون :

$$s' = s \left(\frac{B}{A} \right) = 1.55 \left(\frac{220}{300} \right) = 1.14$$

- تحقيق :

للتأكد من أن خط الصفر يقطع الضلع الأسفل للأساس (z-z) ، يجب

أن يكون :

$$a.b + \frac{B}{s'} > A$$

$$92.4 + \frac{220}{1.14} = 285 < 300$$

الحل :

- قيم اللامركزية في الاتجاهين هي :

$$e_x = \frac{M_x}{N} = 50 \text{ Cm} > \frac{A}{6} = 41.6$$

$$e_y = \frac{M_y}{N} = 40 \text{ Cm} > \frac{B}{6} = 33.3$$

إذن فهناك إجهادات شادة في الأساس .

- نحسب الاجهادات الأولية من العلاقة (٢ - ٥١) .

$$\sigma = \frac{N}{A_f} \pm \frac{M_x}{J_x} \pm \frac{M_y}{J_y}$$

$$J_x = \frac{B.A^2}{6} = \frac{1}{6} (200)(250)^2 = 2.08 \times 10^6 \text{ Cm}^3$$

$$J_y = \frac{A.B^2}{6} = \frac{1}{6} (250)(200)^2 = 1.67 \times 10^6 \text{ Cm}^3$$

$$\frac{M_x}{J_x} = \frac{25 \times 10^5}{2.08 \times 10^6} = 1.2 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\frac{M_y}{J_y} = \frac{20 \times 10^5}{1.67 \times 10^6} = 1.2 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\frac{N}{A_f} = \frac{50 \times 10^3}{200 \times 250} = 1.0 \text{ Kg/Cm}^2$$

وتكون قيم هذه الاجهادات في أطراف الأساس :

$$\sigma_{m1} = 1 + 1.2 + 1.2 = 3.4 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\sigma_{m2} = 1 + 1.2 - 1.2 = 1.0 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\sigma_{m3} = 1 - 1.2 + 1.2 = -1.4 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\sigma_{m4} = 1 - 1.2 + 1.2 = 1.0 \text{ Kg/Cm}^2$$

ويكون مخطط الاجهادات التي تبين خط الصفر (z-z) ، موضحاً في الشكل (٢-٤٦) ، حيث يبعد عن المحور (Y) بمقدار (+20.8) سم وعن المحور (X) بمقدار (+16.7) سم .

- نختار محوراً جديداً (Z-Z) ، بحيث يوازي المحور (z-z) ، ويكون أقرب إلى النقطة (m) . ولذلك سنختار المسافة بين المحورين (40 Cm) .

نحسب (I_z) ، عزم عطالة المساحة التي يفترض أنها بحالة ضغط حول المحور المختار (Z-Z) ، أي عزم عطالة المساحة المحددة بالنقاط (m_1, m_2, m_4, m_6) ، حول المحور المذكور (انظر الشكل) .

ومن أجل ذلك ، يمكن نجزيء هذا الشكل إلى أشكال هندسية بسيطة (مثلثات ، مستطيلات ، مربعات ...) .

$$I_z = 3.3712 \text{ m}^4$$

- نحسب الاجهادات من العلاقة (٢-٥٣) :

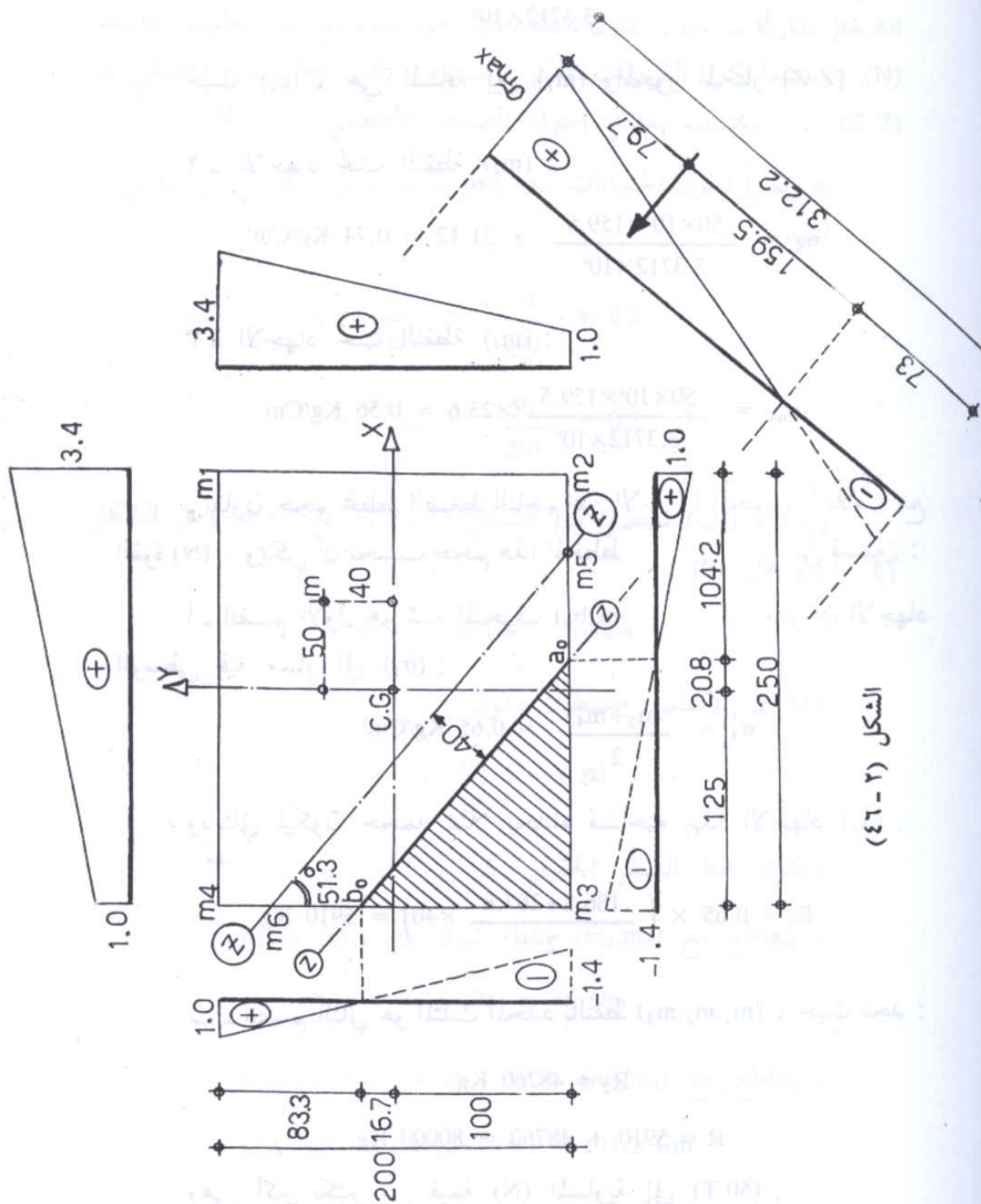
$$\sigma_i = \frac{N.r.c_i}{I_z}$$

حيث :

i = رقم النقطة المدروس .

(r=159.5) وتحسب في الشكل السابق من علاقات الهندسة المستوية ، بمساعدة الأبعاد المختلفة .

١ - الاجهاد تحت النقطة (m_1) :



الشكل (٢-٤٦)

$$\sigma_1 = \frac{N.r}{I_z} \cdot c_1 = \frac{50 \times 10^3 \times 159.5}{3.3712 \times 10^8} \times 184 = 4.35 \text{ Kg/Cm}^2$$

حيث (c_1) ، هي المسافة بين (m_1) والمحور المختار (Z-Z) .

٢ - الاجهاد تحت النقطة (m_2) :

$$\sigma_2 = \frac{50 \times 10^3 \times 159.5}{3.3712 \times 10^8} \times 31.12 = 0.74 \text{ Kg/Cm}^2$$

٣ - الاجهاد تحت النقطة (m_4) :

$$\sigma_{m4} = \frac{50 \times 10^3 \times 159.5}{3.3712 \times 10^8} \times 23.6 = 0.56 \text{ Kg/Cm}^2$$

- نقارن حجم مخطط الضغط الناجم عن الأحمال المحورية مع القوة (N) . ويمكن أن نحسب حجم هذا المخطط من قسمين :

أ - القسم الأول هو شبه المنحرف (m_6, b_0) الوسطي فيه مساوٍ إلى (σ_1) :

$$\sigma'_1 = \frac{m_2 + m_4}{2} = 0.65 \text{ Kg/Cm}^2$$

وبالتالي ليكون حجمه ممثلًا بجداء مساحته بهذا الاجهاد (σ_1) .

$$R_1 = 0.65 \times \left(\frac{186.8 + 267.8}{2} \times 40 \right) = 5910 \text{ Kg}$$

ب - القسم الثاني هو المثلث المحدد بالنقط (m_1, m_2, m_4) ، حيث نجد :

$$R_2 = 48760 \text{ Kg}$$

$$R = 5910 + 48760 \approx 80000 \text{ Kg}$$

وهي أكبر بكثير من قيمة (N) المساوية إلى (50 T) .

إذن نجري محاولة أخرى ، بأخذ محور (Z_1-Z_1) جديد ، وأقرب إلى نقطة (m) ، ونعيد الحسابات السابقة . . . وعندما نحصل على قيمة لحجم مخطط الضغط مقارنة لـ (N) ، نقارن نقطة تطبيق هذه القوة مع نقطة تطبيق الحاصلة (N) . وعندما تكون الفروقات المذكورة صغيرة ، يكون خط الصفر الحقيقي هو $(Z-Z)$. . . وبحسب بعدئذٍ إجهاد الضغط الأعظمي تحت الأساس .

* ونظراً لطول الحسابات بهذه الطريقة نستعمل الحل البياني كما يلي :

لدينا :

$$c = \frac{e_y}{B} = \frac{40}{200} = 0.2$$

$$d = \frac{e_x}{A} = \frac{50}{250} = 0.2$$

وبدلالة (c,d) نحصل من الشكل (٤ - ٣٩) على (a, s) ومن الشكل (٤ - ٤٠) على (k) :

$$a=0.18 \quad s=1.0 \quad k=4.4$$

وبما أن الأساس مستطيلاً يكون :

$$\hat{s} = s \left(\frac{A}{B} \right) = 0.80$$

ويكون خط الصفر الحقيقي كما يلي :

- يتقاطع مع (m_3, m_4) بنقطة تبعد عن (m_4) بالمقدار :

$$a.B = 0.18 \times 200 = 36 \text{ Cm}$$

- يتقاطع مع (m_2, m_3) بنقطة تبعد عن (m_3) بالمقدار :

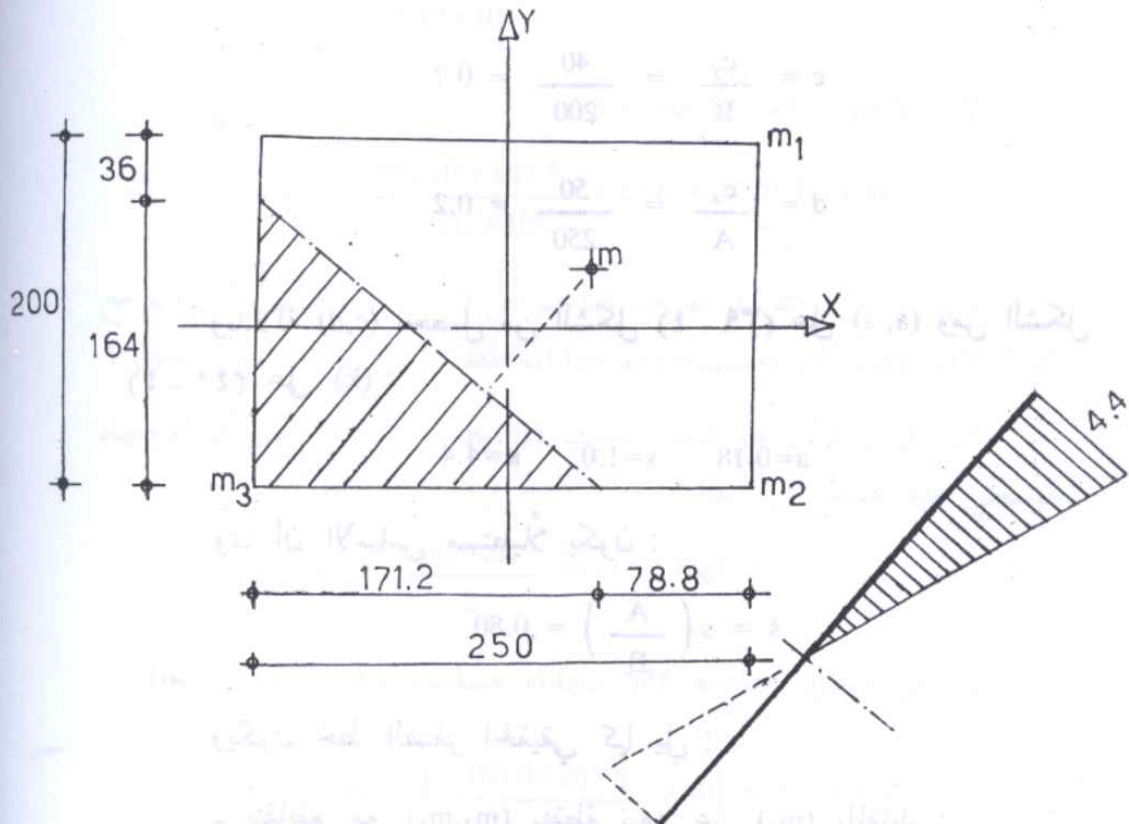
$$\hat{s} (A - aB) = 0.8 (250 - 36) = 171.2 \text{ Cm}$$

وللتحقق من أن خط الصفر يقطع فعلاً الضلع (m_2, m_3) نجد أن :

$$36 + \frac{200}{0.8} = 286 > 250$$

ويكون الاجهاد الاعظمي :

$$\sigma_{\max} = 4.4 \frac{50000}{200 \times 250} = 4.4 \text{ Kg/Cm}^2 < 5$$



الشكل (٢-٤٧)

الفصل الثالث

الأساسات الشريطية «المشتركة والمستمرة»

- ٣-١ تعريفها وتصنيفها
- ٣-٢ الأساسات المشتركة لعمودين
 - ٣-٢-١ الاشتراطات الخاصة .
 - ٣-٢-٢ الحساب الانشائي للأساسات المشتركة لعمودين .
 - ٣-٣ تطبيقات عددية .
- ٣-٣-١ تطبيق أول - أساس مستطيل بتحميل مركزي .
- ٣-٣-٢ تطبيق ثاني - أساس مستطيل بتحميل لا مركزي .
- ٣-٣-٣ تطبيق ثالث - أساس شبه منحرف .
- ٣-٤ الأساسات المشتركة لمجموعة أعمدة .
- ٣-٥ تطبيق عددي .
- ٣-٦ الأساسات المستمرة تحت الجدران .
- ٣-٧ تطبيقات عددية .
 - ٣-٧-١ تطبيق أول .
 - ٣-٧-٢ تطبيق ثاني ،
 - ٣-٧-٣ تطبيق ثالث .

الفصل الثالث ...

الأساسات الشريطية (المشتركة والمستمرة)

١-٣ تعريفها وتصنيفها :

- إن الأساسات الشريطية ، هي الأساسات التي تحمل مجموعات من الأعمدة ، أو التي تحمل جدران مستمرة مختلفة الأنواع .
- وبشكل مختصر يمكن التمييز بين أنواع عديدة من هذه الأساسات ، مصنفة وفقاً لأسس خاصة .

والجدول التالي يرينا بعض نماذج هذه التصنيفات .

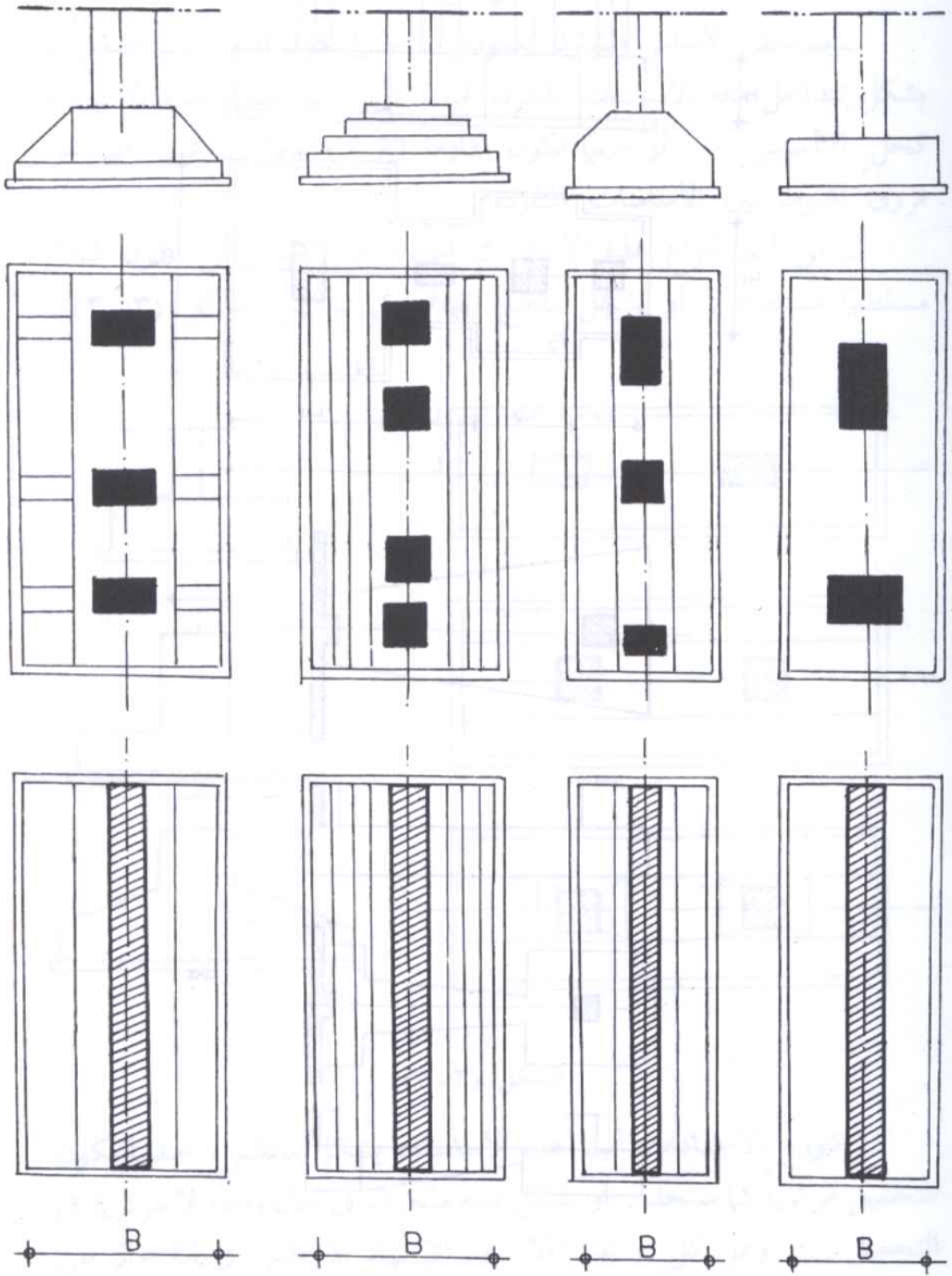
- هذا ويبين الشكل (١-٣) بعض النماذج للأساسات الشريطية .
- في الأساسات المشتركة (تحت الأعمدة) ، قد يستند عمودين أو أكثر على الأساس . وفي هذه الحالات يتم الحصول على توزيع منتظم للضغط تحت القاعدة ، من خلال انطباق مركز ثقل الأساس ، على مركز حاصلة الحملات على الأعمدة ، وذلك عندما تكون تلك القاعدة متناظرة حول خط الحملات .

أنواع الأساسات	أسس التصنيف
صلدة	السلوك الانشائي
مرنة	
مركزية	حالة التحميل
لا مركزية	
مسلح	بيتون الأساس
عادي أو مغموس	
مشتركة (أعمدة)	العناصر المستندة على الأساس
جدران مستمرة	
مصبوبة بالمكان	طرق التنفيذ
مسبقة الصنع	
على خط واحد	محاور الأعمدة او الجدران
متصالبة	
أنواع عديدة بحسب التصميم	شكل المقطع، وشكل المسقط

الجدول (٣ - ١)

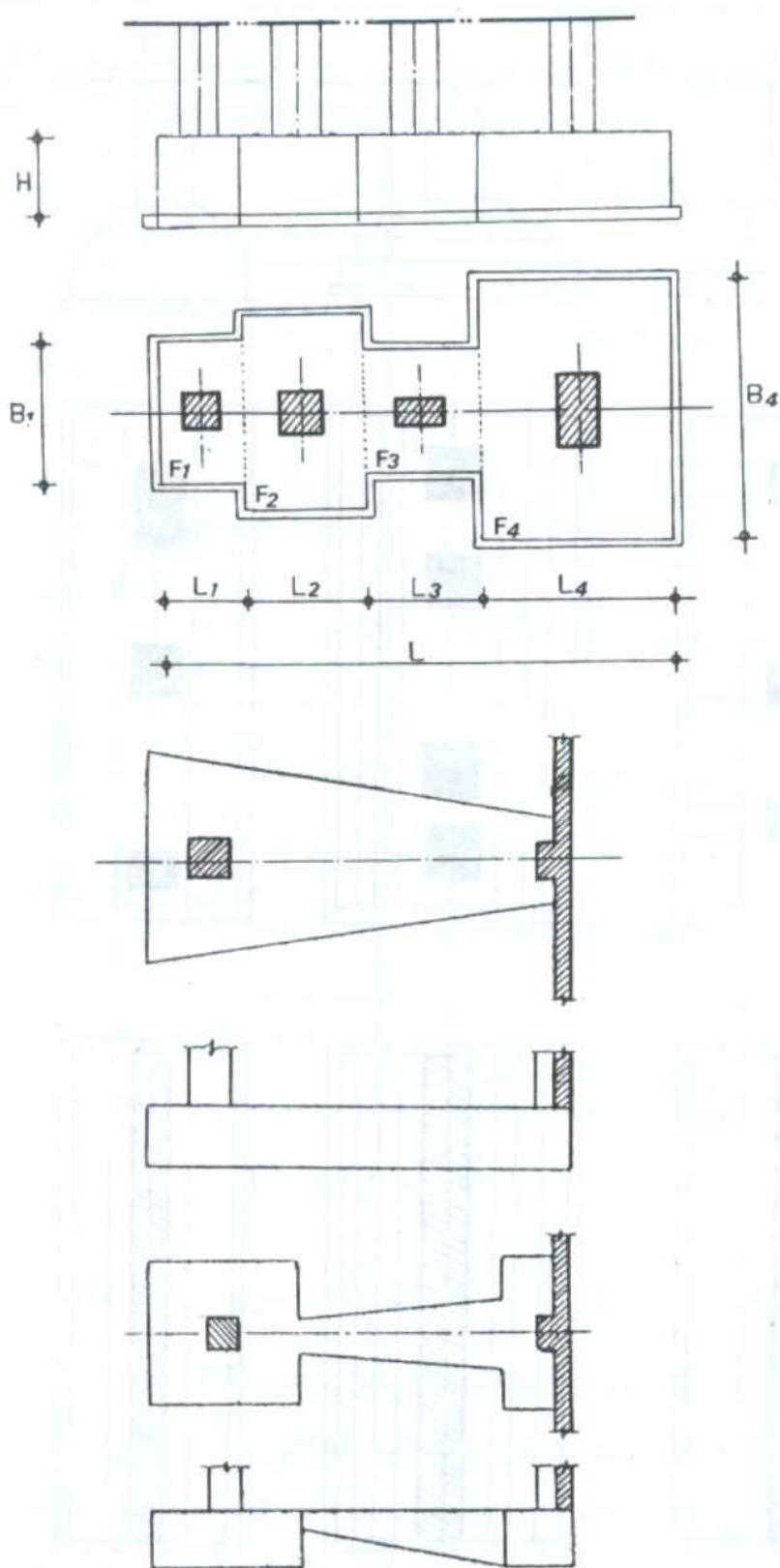
وإضافة لذلك ، هناك أشكال أخرى للتصنيف

من أجل هذا ، نلاحظ أحياناً بعض التصميمات التي تجعل من الأساس المشترك ، قاعدةً مسننة في مسقطها الأفقي ، لتشكل بذلك أساساً مؤلفاً من مجموعة من المستطيلات ، تتناسب مساحة كل منها مع الحمولة المطبقة . أي أن مساحة كل مستطيل ، تساوي إلى حاصل قسمة الحمولة على إجهاد التربة المسموح . والشكل (٣ - ٢) يبين نموذجاً لهذه الأساسات إضافةً إلى نماذج لأساسات مشتركة بين عمود وجدار .



الشكل (١-٣)

بعض نماذج الأساسات الشريطية
التي تكون فيها الأعمدة أو محاور الجدران على صف واحد

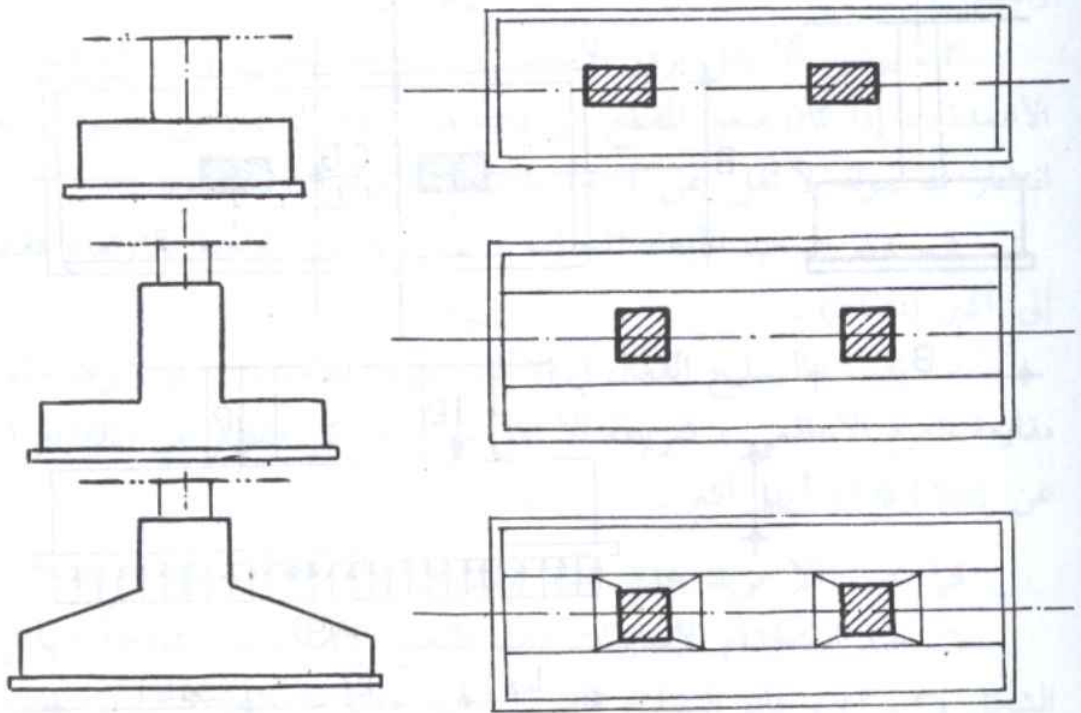


الشكل (٣-٢)

٣-٢ الأساسات المشتركة لعمودين :

- يستخدم الأساس المشترك لعمودين ، حينما يكون البعد بينهما صغيراً ، بشكل تتداخل معه الأساسات المنفردة لهما ، فيما لو تم اعتماد هذه الأخيرة ، كحلٍ للتأسيس ... أو حينما تكون مقاومة التربة صغيرة ، ويخشى فيها من فروق الهبوط بين الأساسات المنفردة .

- من أكثر أنواع هذه الأساسات استخداماً ، تلك التي يكون شكل مسقطها مستطيلاً ، أو بشكل مقطع (T) . كما يوضح الشكل (٣-٣) .

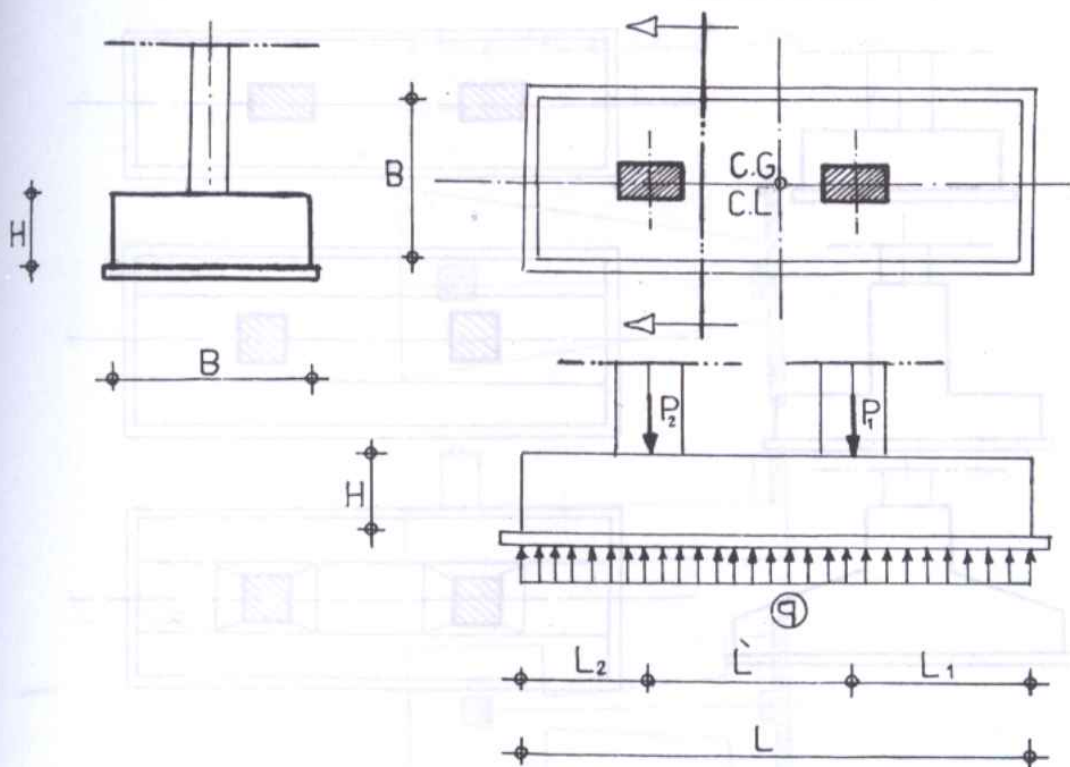


الشكل (٣-٣)

- تتوزع الاجهادات تحت هذه الأساسات بشكل منتظم ، عندما يكون التحميل مركزياً كما سنجد . أو بشكل شبه منحرف في حال وجود لا مركزية في التحميل ... وعلى كلٍ ، يجب ألا يزيد الإجهاد الأعظمي في أية حال عن إجهاد التربة المسموح .

يتم تحقيق التوزيع المتساوي للإجهادات الضاغطة تحت القاعدة ، من خلال اختيار أبعادها (أي القاعدة) بصورة تنطبق معها حاصلة الحملتين للعمودين ، على مركز ثقل الأساس .

- يماثل الحساب الإنشائي للأساسات المشتركة عموماً ، جائزاً مقلوباً مقطعه مستطيل أو بشكل (T) ، يتعرض إلى حمولات موزعة بانتظام ، هي رد فعل التربة على الأساس ، ولذلك نجد أن الارتفاع الفعال ، والتسليح الرئيسي (في الاتجاه الطويل) يُحدَّدان من خلال العزم الأعظمي الذي يتعرض له الأساس . (الشكل ٣ - ٤) .



الشكل (٣ - ٤)

- في الحالات التي لا يسمح فيها امتداد الأساس لتشكيل أظفاراً ، يلجأ غالباً إلى استخدام أساسات مسقطها شبه منحرف (انظر التطبيق ٣ - ٣ - ٣) .

٣-٢-١ الاشتراطات الخاصة :

١ - تنفذ الأساسات المشتركة لعمودين ، على طبقة من بيتون النظافة (كبقية الأنواع) . . . بحيث لا تقل سماكة هذه الطبقة عن (10 cm) ، ولا يقل بروزها عن أطراف الأساس عن نفس القيمة .

٢ - تحدد أبعاد هذه الأساسات من شروط عدم زيادة الضغط الأعظمي على القاعدة عن إجهاد التربة المسموح ، وتحقيق مقاومة العزم والقص والثقب . . .

٣ - يوصى ألا يقل بروز الأساس في سطحه العلوي (عند اتصاله مع الأعمدة) ، إذا كان متغير المقطع عن (10 cm) . مع التأكيد على تحقيق زاوية انتشار للحمولة لا تقل عن (45°) بالنسبة للأساسات المسلحة .

٤ - عند حساب الأبعاد المختلفة ، تدور الأرقام الخاصة بالارتفاع فقط إلى أكبر (5 Cm) .

٥ - بحسب التسليح الفعال في الاتجاه الطويل للأساس ، من شرط تحقيق مقاومة العزم الأعظمي ، شريطة ألا تقل نسبته في كل مقطع عن (0,002) أو عن (5 φ 12/m) أيهما أكبر .

كما يجب ألا يزيد عدد هذه القضبان عن (15) قضيباً في المتر .
٦ - عند استخدام الأساسات ذات المقطع (T) ، والمبين نموذجاً عنها في الشكل (٣ - ٣) ، فإن التسليح الفعال الذي غالباً ما يكون ثنائياً ، يتوضع ضمن جسد المقطع . شريطة ألا تقل نسبة كل من التسليح العلوي أو السفلي عن (0,002) من مساحة المقطع .

هذا ويسمح بوضع جزء من التسليح الفعال السفلي في أجنحة المقطع ، شريطة ألا تزيد كميته عن ربع التسليح السفلي المذكور .

- كما يوصى في هذه المقاطع ، بألا تقل أقطار الأساور المستعملة عن (8 mm) . وبتباعد يحقق القص فيها ، بحيث لا يزيد عن (0.25 - 0.30 m) بأية حال من الأحوال .

- يكتف عادة تواجد الأساور على طرفي العمود في الاتجاه الطولي ، لمسافة تقدر بربع أو ثلث المجاز الأكبر المجاور . ثم يزداد التباعد بعدئذ ، بما يتوافق ومتطلبات القص .

- إضافة لما سبق يكون عدد الأساور في هذه المقاطع كحد أدنى كما يلي :

عرض الجسد 40 Cm عدد الأساور في المقطع = 2

عرض الجسد 40 - 80 Cm عدد الأساور في المقطع = 4

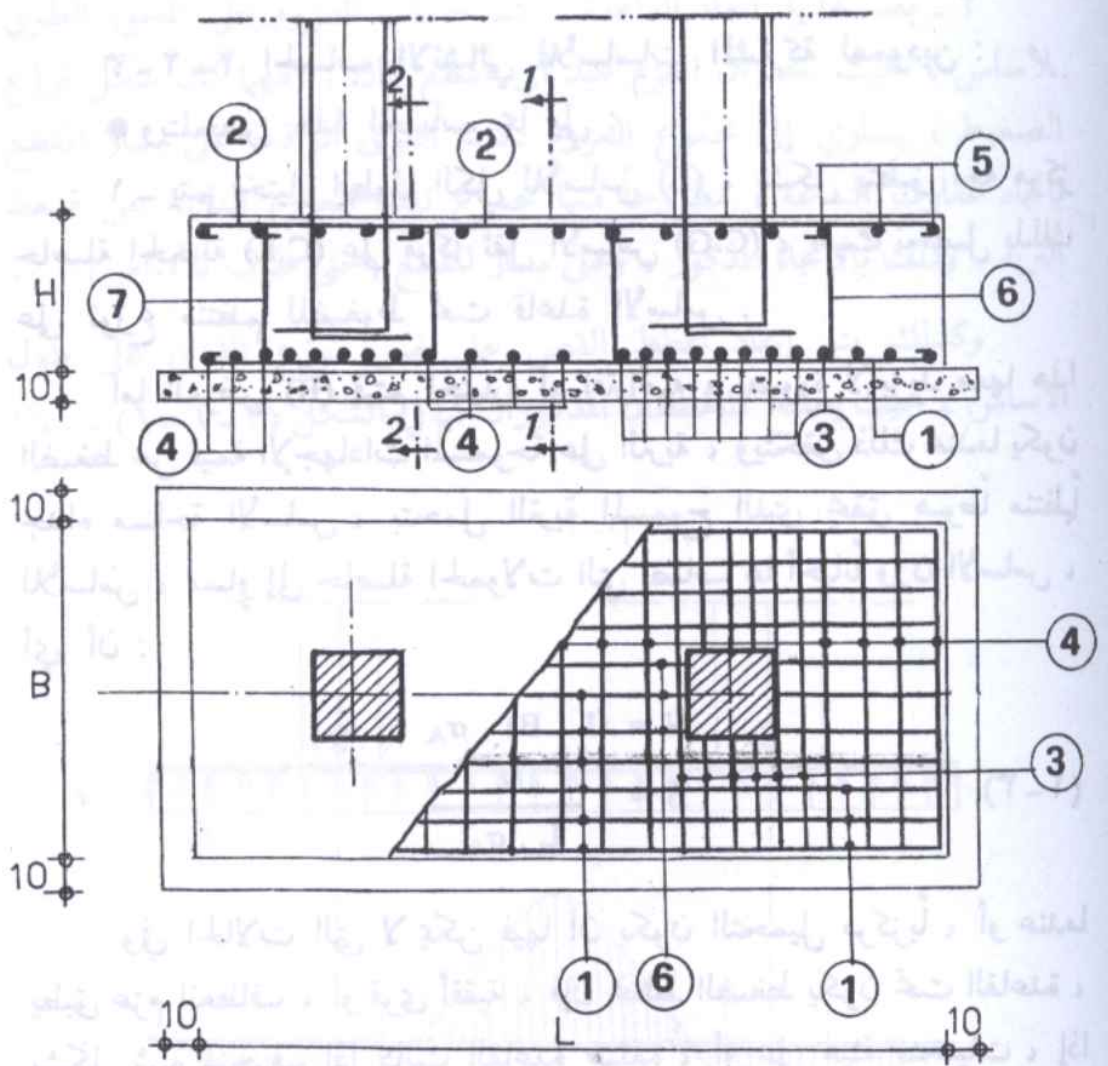
عرض الجسد أكبر من (80 Cm) عدد الأساور في المقطع = 6

٧- يوزع التسليح الثانوي السفلي ، في الاتجاه القصير للأساس ، إما بشكل متساوي على كامل طول الأساس ، أو يكتف عدده تحت الأعمدة ، بحيث يشكل جوائز مخفية طولها يساوي إلى عرض الأساس . وعرضها يساوي (بعد العمود في الاتجاه الطويل للأساس ، مضافاً نصف الارتفاع الفعال له من كل طرف) أو يساوي إلى عرض الأساس .

وفي بقية مناطق الأساس ، يكون التسليح الثانوي هذا ، مساوياً إلى (0,0025) من مساحة مقطع الأساس كحد أدنى .

٨- يجب ألا تقل كمية التسليح لثانوي العلوي عن (0,20) من مساحة التسليح الفعال العلوي . ويوزع هذا التسليح بالتساوي . . .

٩- يوضح الشكل (٣ - ٥) أحد نماذج تفصيلات التسليح في أساس مشترك لعمودين بمقطع مستطيل . مع التوصية في رفع عدد من القضبان تحت الأعمدة وفي الاتجاهين ، كجزء من تلك القضبان المرفوعة بجوار الأعمدة والمحسوبة لمقاومة القص .

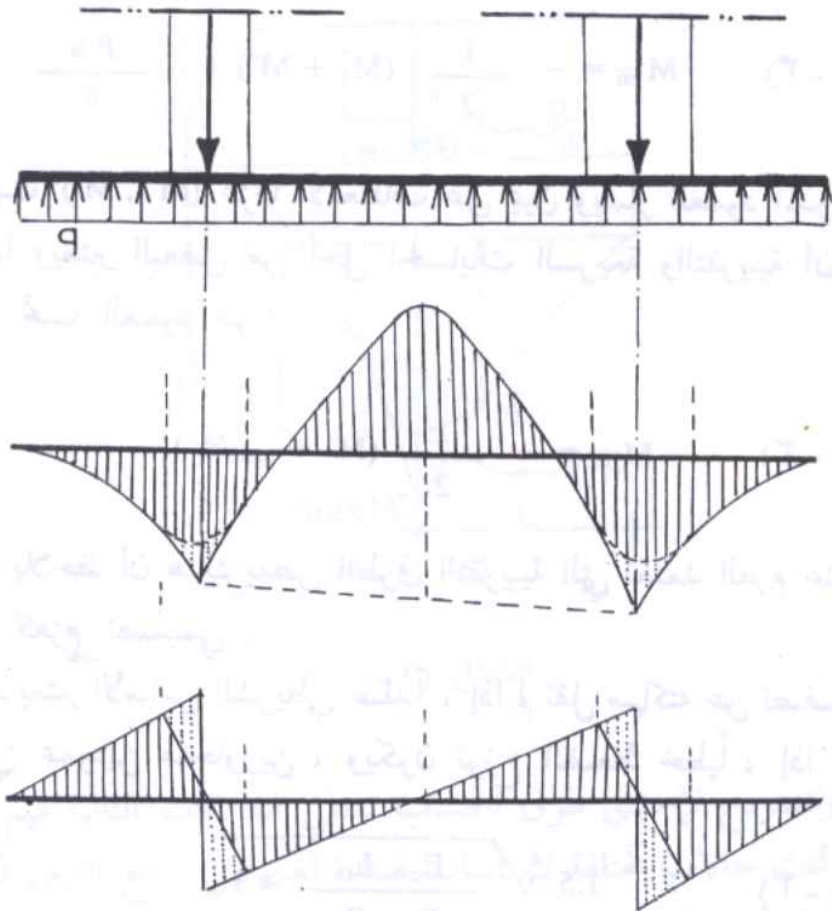


SEC. 1-1

SEC. 2-2

الشكل (٣-٥)

٢ - بعد تحديد أبعاد القاعدة ، يتم حساب العزوم على المحور الطولي للأساس ، حيث نجد أن العزم عند أي مقطع كان ، ومهما كان شكل توزيع الضغوط ، يساوي إلى مجموع العزوم لكافة القوى الواقعة على يسار المقطع باتجاه عقارب الساعة ، مطروحاً منها مجموع تلك العزوم الناجمة عن ضغط التربة ، وذلك بالاتجاه المذكور ، وعلى يسار المقطع (حتى طرف الأساس) ... وكذلك يتم إيجاد مخطط القص على ضوء توزيع القوى على طول الأساس ، حيث يصبح المخططان المذكوران كما في الشكل (٣-٦-١)



الشكل (٣-٦-١)

٣ - بعد تحديد العزوم والقص ، يصبح الأساس كجائز مقلوب ، حيث يحسب الارتفاع اللازم من خلال العزم الأعظمي ، ويسلح الأساس لمقاومة العزوم في المساند والمجاز ، ويتم في المقاطع الحرجة ، حساب القص ، وتحقيق شروط الثقب ، وتماسك القضبان

* ملاحظات :

١ - إن كبر عرض المسند (العمود) ينخفض من قيمة العزم السالب تحته ، حيث يعتبر العزم التصميمي (M_m) كما يلي ، حسبما يوضحه الشكل (٣-٦-٢) .

$$(١-١-٣) \quad M_{\bar{m}} = - \frac{1}{2} (M'_1 + M'') + \frac{P.a}{8}$$

حيث (M' , M'') عزما الانعطاف على يمين ويسار العمود المدروس .
هذا ويعتبر البعض من أجل الحسابات السريعة والتقريبية أن العزم الأعظمي تحت العمود هو :

$$(٢-١-٣) \quad M_{\bar{m}} = - \frac{1}{2} (M' + \max M^-)$$

كما يلاحظ أن هناك بعض الطرق التقريبية التي تعتمد العزم عند وجه العمود ، كعزم تصميمي .

٢ - يعتبر الأساس الشريطي صلباً ، إذا لم تقل سماكته عن نصف البعد بين وجهي عمودين متجاورين ، ويكون توزيع الضغط خطياً ، إذا كان :

$$(٣-١-٣) \quad 1.5 \sqrt[4]{\frac{E_c \cdot L_0}{K_s \cdot B}} \geq 1$$

حيث :

E_c = معامل مرونة البتون

L_0 = البعد بين محاور الأعمدة (Cm)

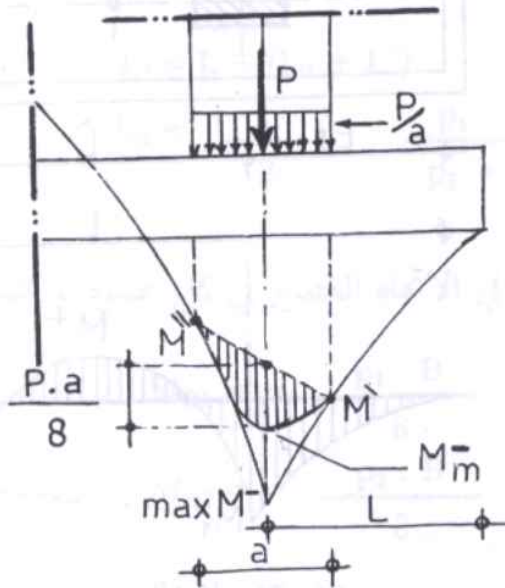
B = عرض الأساس المدروس .

K_s = معامل رد فعل التربة

$$(٣ - ١ - ٤) \quad K_s = 0.28^3 \sqrt{\frac{B \cdot E'_s}{(1-\mu) \cdot E_c \cdot I}}$$

μ = معامل بواسون في تربة التأسيس و (E_s) معامل المرونة فيها .

I = عزم عطالة الأساس باتجاه العزم .

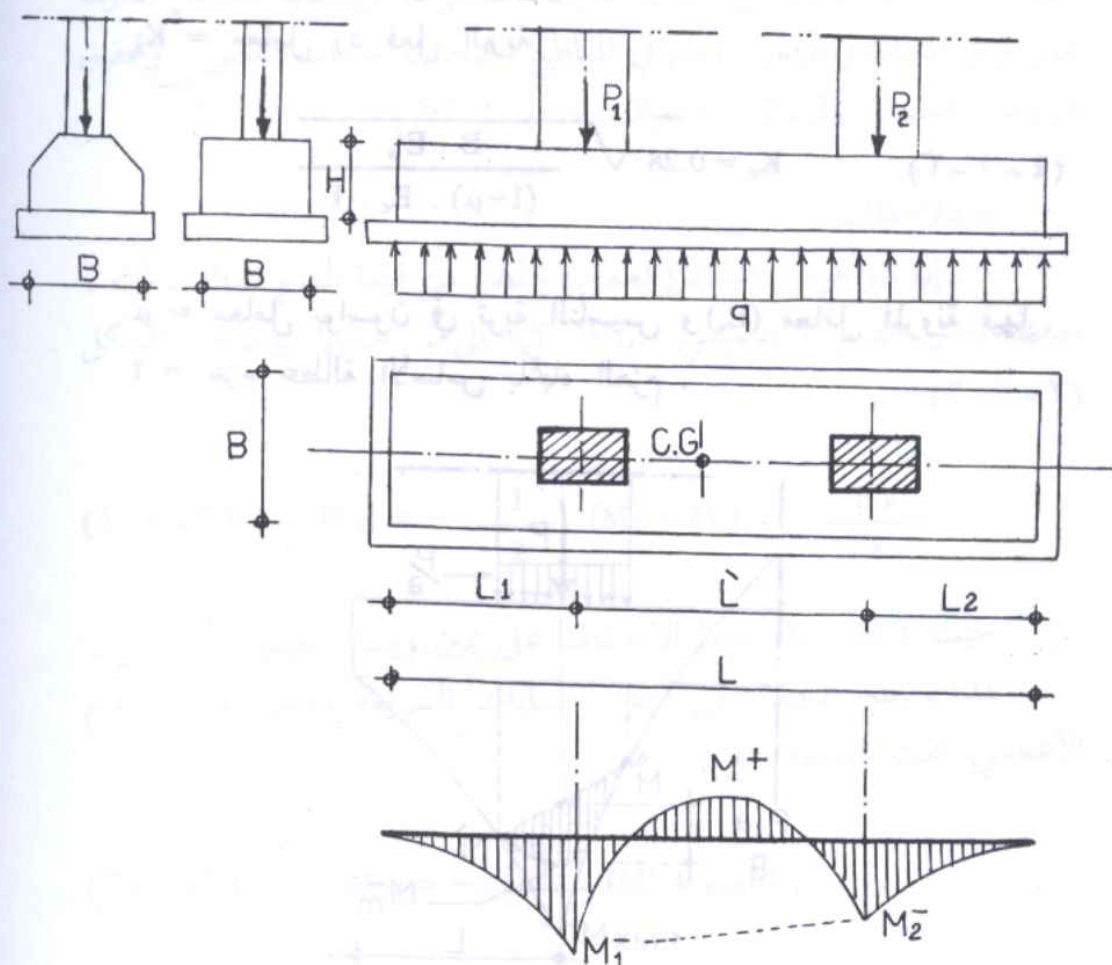


الشكل (٣-٦-٢)

* كنموذج لإحدى طرق الحساب تعطي العلاقات التالية قيم العزوم الأعظمية تحت حالات مختلفة لأساسات صلبة لعمودين ، مع الترميز لرد فعل التربة بـ (σ) أو (q) ...

أولاً : أساس مستطيل (أو بمقطع هرمي) تحت تحميل مركزي (الشكل

(٣-٧) :



الشكل (٧-٣)

- تُحسب العزوم تحت محاور الأعمدة وفي منتصف المجاز الوسطي كما يلي :

$$(٢-٣) \quad M_1^- = -q \cdot B \cdot \frac{L_1^2}{2}$$

$$(٣-٣) \quad M_2^- = -q \cdot B \cdot \frac{L_2^2}{2}$$

$$(٤-٣) \quad M^+ = q \cdot B \cdot \frac{L^2}{2} - \frac{1}{2} (M_1^- + M_2^-)$$

حيث : (q) رد فعل التربة الصافي :

(١ - ٤ - ٣)

$$q = \frac{p_1 + p_2}{B.L}$$

مع شرط تحقق المتراجحة التالية :

(٢ - ٤ - ٣)

$$A_f = B . L \geq \frac{1}{q} (p_1 + p_2 + W_f)$$

W_f = الوزن الذاتي التقديري للأساس .

L_1, L_2 = أطول أظفار الأساس ، وتحسب على الشكل التالي :

(٣ - ٤ - ٣)

$$L_1 = L - (L_2 + L')$$

(٤ - ٤ - ٣)

$$L_2 = \frac{L}{2} - \frac{p_1 \cdot L'}{p_1 + p_2}$$

أما عزوم الانعطاف في الاتجاه القصير في كل عمود ، فتحسب كما يلي :

(٥ - ٣)

$$M_{B1} = - \frac{p_1 \cdot B}{8}$$

(٦ - ٣)

$$M_{B2} = - \frac{p_2 \cdot B}{8}$$

ثانياً : أساس شبه منحرف تحت تحميل مركزي (الشكل ٣ - ٨) :

- تحسب عزوم الانعطاف بالعلاقات التالية :

(٧ - ٣)

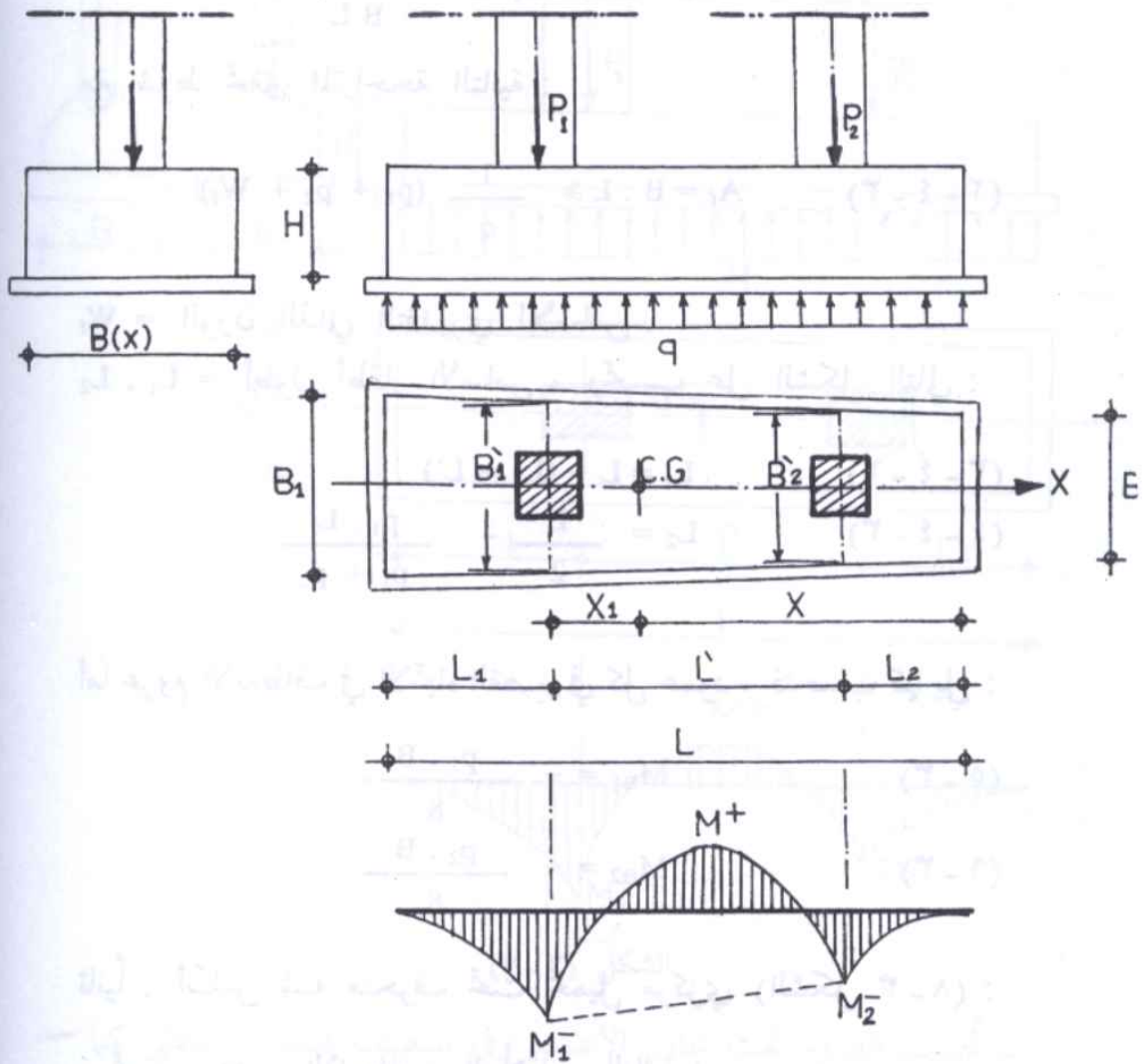
$$M_{\bar{1}} = - \frac{1}{6} \cdot q \cdot L_1^2 (2B_1 + B'_1)$$

في الاتجاه الطولي :

(٨ - ٣)

$$M_{\bar{2}} = - \frac{1}{6} \cdot q \cdot L_2^2 (2B_2 + B'_2)$$

$$(9-3) \quad M^+ = + \frac{1}{16} q \cdot L^2 (B_1 + B_2) - \left(\frac{M_1^- + M_2^-}{2} \right)$$



الشكل (٨-٣)

في الاتجاه العرضي عند كل عمود :

(١٠-٣)

$$M_{B1} = - \frac{1}{8} \cdot P_1 \cdot B^+$$

(١١-٣)

$$M_{B2} = - \frac{1}{8} \cdot P_2 \cdot B^+$$

حيث :

$$(١-١١-٣) \quad q = \frac{2 (P_1 + P_2)}{L (B_1 + B_2)}$$

$$(٢-١١-٣) \quad L_1 = L - (X + X_1)$$

$$(٣-١١-٣) \quad L_2 = L - (L_1 + L_3)$$

$$(٤-١١-٣) \quad X = \frac{L}{3} \left(\frac{2 B_1 + B_2}{B_1 + B_2} \right)$$

$$(٥-١١-٣) \quad X_1 = \frac{P_2 \cdot L}{P_1 + P_2}$$

وبشرط تحقق المتراجحة التالية :

$$(٦-١١-٣) \quad \frac{L}{2} (B_1 + B_2) \geq \frac{P_1 + P_2 + W_f}{\sigma_A}$$

W_f = الوزن الذاتي للأساس .

σ_A = تحمل التربة الآمين .

* ملاحظة :

من أجل حساب هذه الأنواع - أنظر الفقرة (٣-٣-٣) .

ثالثاً : أساس مسقطه مستطيلاً ، تحت حمولات لا مركزية (الشكل

(٩-٣) :

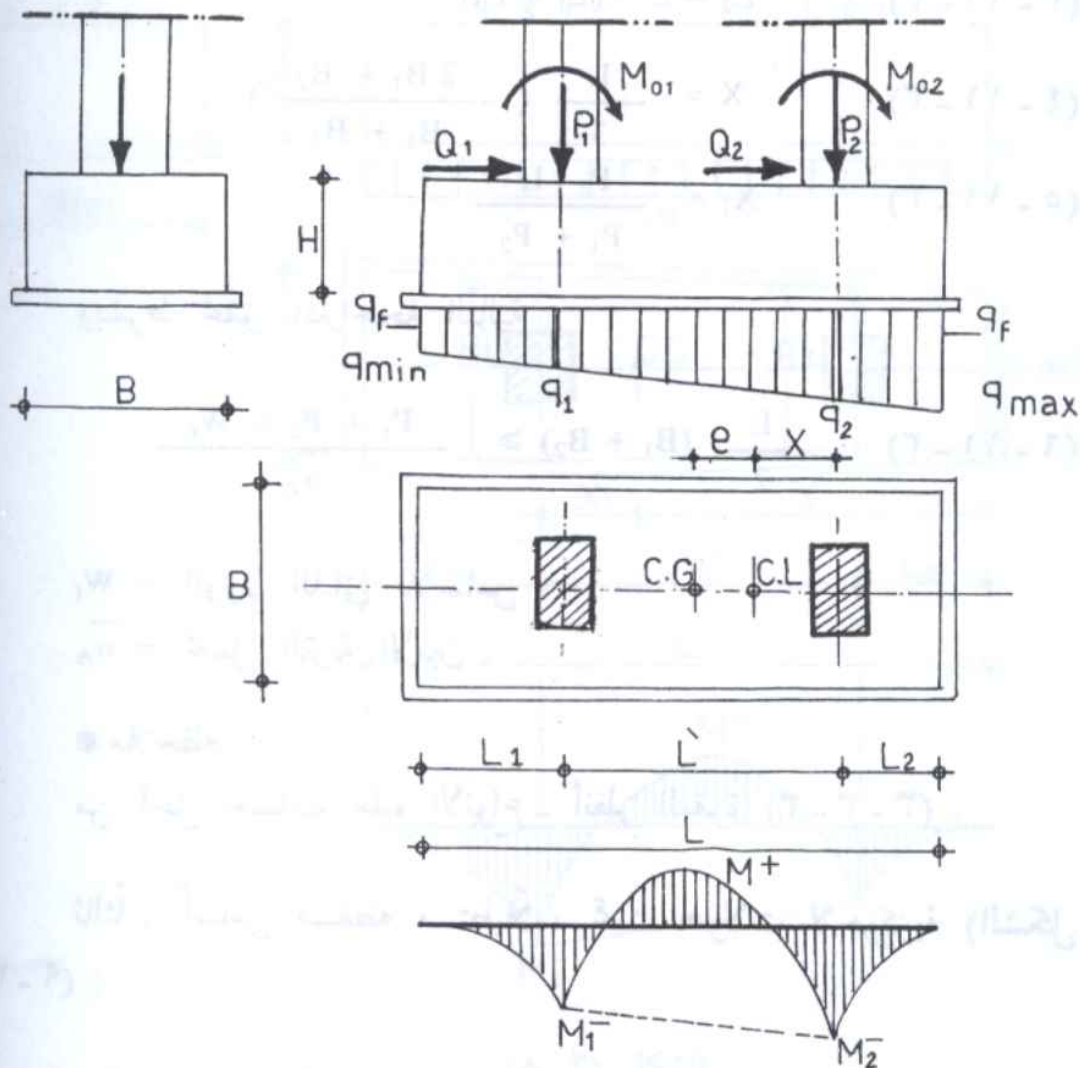
- العزوم في الاتجاه الطولي (لاحظ إشارات القوى والعزوم في الشكل

(٩-٣) .

$$(١٢-٣) \quad M_2 = - \frac{1}{6} \cdot B \cdot L_1^2 (2 q_{min} + q_1 - 3 q_f)$$

$$(١٣-٣) \quad M_1^- = - \frac{1}{6} \cdot B \cdot L^2 (2 q_{\max} + q_2 - 3 q_f)$$

$$(١٤-٣) \quad M^+ = + \frac{1}{16} \cdot B \cdot L^2 (q_1 + q_2) - \left(\frac{M_1^- + M_2^-}{2} \right)$$



الشكل (٩-٣)

- العزوم في الاتجاه العرضي عند الأعمدة :

$$(١٥-٣) \quad M_{B1} = - \frac{1}{8} \cdot B \cdot P_1$$

$$(١٦-٣) \quad M_{B2} = - \frac{1}{8} \cdot B \cdot P_2$$

حيث :

$$(١-١٦-٣) \quad q_{\max} = \frac{1}{B \cdot L} [(P_1 + P_2 + W_f) + \frac{6 M_0}{L}] \leq \bar{\sigma}_A$$

$$(٢-١٦-٣) \quad q_{\min} = \frac{1}{B \cdot L} [(P_1 + P_2 + W_f) - \frac{6 M_0}{L}] \geq 0$$

$$(٣-١٦-٣) \quad q_1 = q_{\min} + (q_{\max} - q_{\min}) \cdot \frac{L_1}{L}$$

$$(٤-١٦-٣) \quad q_2 = q_{\min} + (q_{\max} - q_{\min}) \cdot \frac{L_1 + L_3}{L}$$

مع العلم بأن :

$$(٥-١٦-٣) \quad M_0 = e (P_1 + P_2) + H (Q_1 + Q_2) + (M_{01} + M_{02})$$

$$(٦-١٦-٣) \quad e = \frac{L}{2} - L_2 - X$$

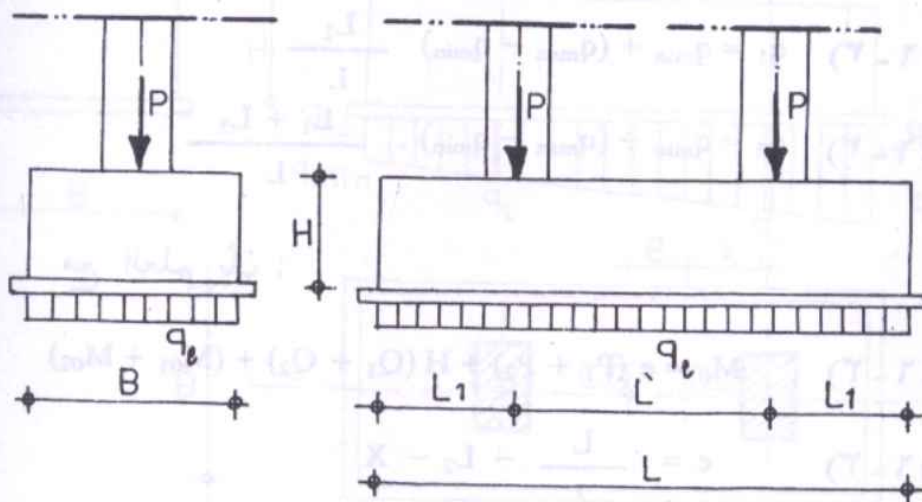
$$(٧-١٦-٣) \quad X = \frac{P_1 \cdot L}{P_1 + P_2}$$

* يعتمد البعض في حساب الأساسات المشتركة لعمودين ، والتي ينطبق فيها مركز الحمولات على مركز ثقل الأساس ، على الطريقة التالية ، والمسماة بطريقة (كيرن) . . . والتي يعتقد بأنها تسمح بتصميم أساسات ، أبعادها قادرة على جعل تلك الأساسات تسلك سلوكاً مرناً . وتنطلق هذه الطريقة من اعتبار الحالة الأبسط التي تكون فيها الحملتان متساويتان على العمودين ($P_1 = P_2 = P$) - الشكل (٣-١٠) - ثم تستخدم هذه النتائج في حالات الحمولات غير المتساوية :

فمن أجل الوضع الموضح في الشكل (٣-١٠) نميز ما يلي .
 أولاً : الحمولات متساوية ، والأساس صلباً (الضغط موزع بانتظام
 تحت الأساس) :

رد فعل التربة في المتر الطولي :

$$(٣-١٧) \quad q_1 = \frac{2P}{L' + 2L_1}$$



الشكل (٣-١٠)

- العزم تحت كل عمود :

$$(٣-١٨) \quad M^- = q_1 \cdot \frac{L_1^2}{2}$$

- العزم في المنتصف :

$$(٣-١٩) \quad M^+ = \frac{q_1}{2} \left(\frac{L'^2}{4} - L_1^2 \right)$$

القصر على يمين ويسار العمود :

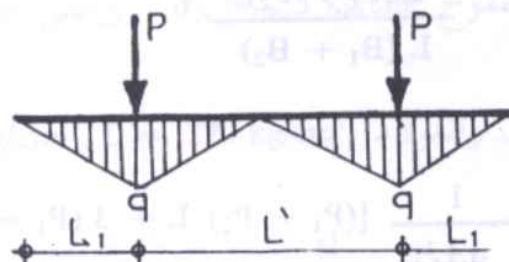
(١ - ١٩ - ٣)

$$Q_l = qL_1$$

(٢ - ١٩ - ٣)

$$Q_r = \frac{qL'}{2}$$

ثانياً : الحمولات متساوية، والأساس مرناً (الضغط مثلثي) :
رد فعل التربة في المتر الطولي، والعزوم الأعظمية :



الشكل (١ - ١٠ - ٣)

(٢٠ - ٣)

$$q = \frac{4P}{L' - 2L_1}$$

(٢١ - ٣)

$$M^- = q_l \cdot \frac{L_1^2}{6}$$

(٢٢ - ٣)

$$M^+ = \frac{q_l}{6} \left(\frac{L'^2}{4} - L_1^2 \right)$$

القص على يمين ويسار كل عمود :

(١ - ٢٢ - ٢)

$$Q_l = q \frac{L_1}{2}$$

(٢ - ٢٢ - ٢)

$$Q_r = \frac{qL'}{4}$$

- أما عندما تختلف قيم الحمولات ، يصمم الأساس بحيث تنطبق
 حاصلة الحملتين (P_1, P_2) على مركز ثقله ، وهذا يعني أن يكون الأساس
 متناظراً في الأبعاد حول مركز الحاصلة ، إذا كان مستطيلاً ، أو أن يكون شكل
 القاعدة شبه منحرف ، حيث تعاد طريقة الحساب المذكورة .
 - ولو اخترنا بأن يكون الأساس بظفرين متساويين وبشكل شبه
 منحرف ، كما في الشكل (١١-٣) لكان :

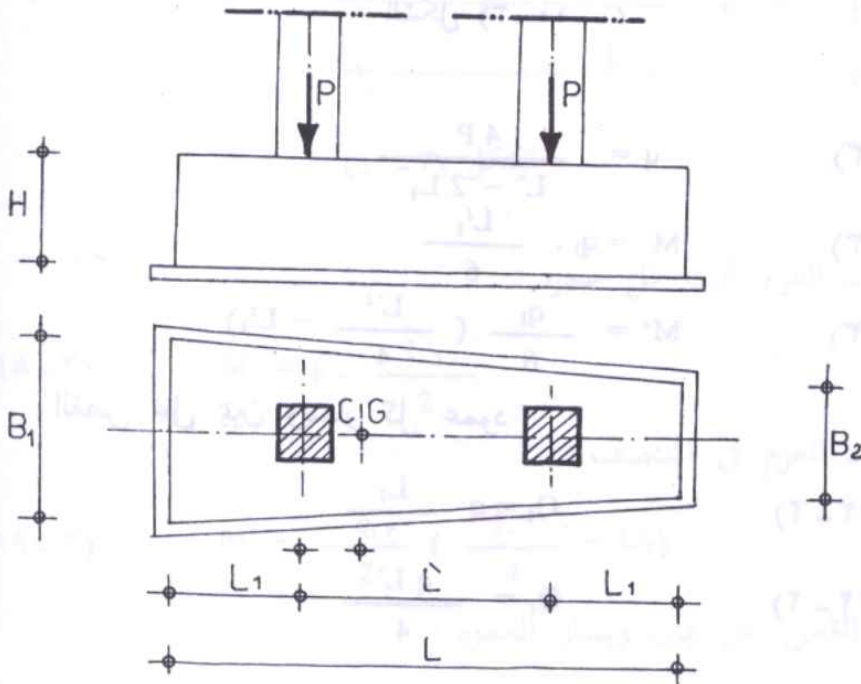
$$(٢٣-٣) \quad e = \frac{P_2 \cdot L}{P_1 + P_2}$$

$$(٢٤-٣) \quad q = \frac{2 (P_1 + P_2)}{L (B_1 + B_2)}$$

حيث :

$$(١-٢٤-٣) \quad B_1 = \frac{1}{q \cdot L^2} [(P_1 + P_2) L + 3 (P_1 - P_2) L']$$

$$(٢-٢٤-٣) \quad B_2 = \frac{1}{q \cdot L^2} [(P_1 + P_2) L - 3 (P_1 - P_2) L']$$



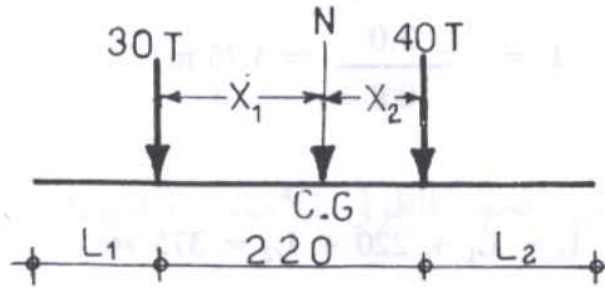
الشكل (١١-٣)

٣-٣ تطبيقات عددية :

٣-٣-١ تطبيق أول - أساس مستطيل بتحميل مركزي - :

يطلب تصميم أساس مشترك لعمودين ، المسافة بينهما (220 cm) .
ورسم تفصيلات التسليح ، إذا كانت المسافة المخصصة لعرض الأساس
لا تزيد عن (80 cm) . حيث :

- أبعاد العمود الأول (25 × 40 cm) ، والحمولة عليه (P₁ = 30 T) .
- أبعاد العمود الثاني (25 × 50 cm) ، والحمولة عليه (P₂ = 40 T) .
- تحمل التربة المسموح $\sigma_A = 2.5 \text{ kg/cm}^2$. ويحقق هذا الحمل هبوطاً منتظماً للأساس .
- إجهادات البيتون والفولاذ ($f_c = 220 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4500 \text{ kg/cm}^2$) .



الشكل (٣-١٢)

الحل :

لدينا حاصلة الحمولة (N = P₁ + P₂ = 70 T) ، تبعد عن (P₁) بمقدار

(X₁) :

$$X_1 = \frac{P_2 \cdot L}{N} = \frac{40 \times 220}{70} = 125.7 \text{ cm}$$

وتكون المسافة (X₂) :

$$X_2 = 220 - 125.7 = 94.3 \text{ cm}$$

ولكي يكون توزيع الاجهادات متساوياً تحت الأساس ، يجب أن تنطبق
الحاصلة (N) على مركز ثقله ، وهذا يعني أن :

$$L_1 + X_1 = L_2 + X_2 \Rightarrow$$

$$(I) \quad L_2 - L_1 = 125.7 - 94.3 = 31.4 \text{ cm}$$

المساحة اللازمة للأساس (من العلاقة ٣ - ٤ - ٢) :

$$B \cdot L = \frac{N + W_f}{\sigma_A} = \frac{70+5}{25} = 3.00 \text{ m}^2$$

وذلك مع اعتبار أن الوزن التقديري للأساس ($W_f = 5 \text{ T}$)

إن عرض الأساس كما تحدده المسألة هو : ($B = 80 \text{ cm}$) ، لذلك
فالطول الكلي يكون :

$$L = \frac{3.0}{0.8} = 3.75 \text{ m}$$

إذن :

$$L = L_1 + 220 + L_2 = 375 \Rightarrow$$

$$(II) \quad L_1 + L_2 = 155 \text{ cm}$$

بجمع العلاقتين (I) و (II) نحصل على :

$$2 L_2 = 155 + 31.4 = 186.4 \text{ cm}$$

إذن :

$$L_2 = 93.2 \text{ cm}$$

$$L_1 = 61.8 \text{ cm}$$

وللتحقق نجد :

$$L = 61.8 + 220 + 93.2 = 375 \text{ cm}$$

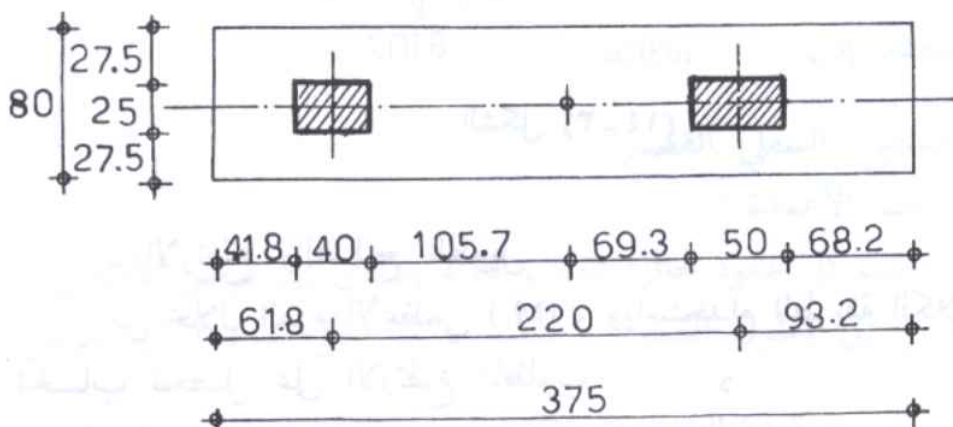
وكذلك :

$$61.8 + 125.7 = 93.2 + 94.3 = \frac{375}{2}$$

رد فعل التربة الصافي (من العلاقة ٣ - ٤ - ١)

$$q = \frac{N}{B.L} = 2.333 \text{ kg/cm}^2$$

وتصبح أبعاد الأساس كما في الشكل (٣ - ١٣) .



الشكل (٣ - ١٣)

- العزوم على المحور الطولي للأساس (العلاقات ٣ - ٢ ، ٣ - ٣ ، ٣ - ٤) :

$$M_1 = q \cdot B \cdot \frac{L_1^2}{2}$$

$$M_1 = 23333 \times 0.8 \cdot \frac{(0.618)^2}{2} = 3565 \text{ kg.m}$$

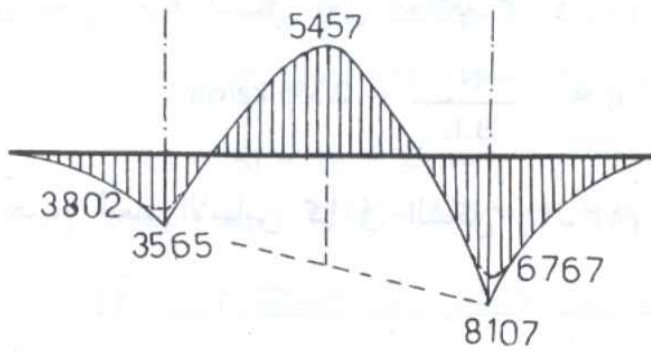
$$M_2 = 23333 \times 0.8 \cdot \frac{(0.932)^2}{2} = 8107 \text{ kg.m}$$

$$M^* = 23333 \times 0.8 \cdot \frac{(2.2)^2}{8} - \frac{1}{2} (3565 + 8107) = 5457 \text{ kg.m}$$

وبسبب عرض الأعمدة يكون :

$$M_1 = 2802 \text{ kg.m}$$

$$M_2 = 6767 \text{ kg.m}$$



الشكل (٣ - ١٤)

- الارتفاع والتسليح الطويل :
من خلال العزم الأعظمي (M^-) ، وباستخدام الطريقة الكلاسيكية في الحساب نحصل على الارتفاع المطلوب .

$$\bar{\sigma}_b = 0.4 \times 220 = 88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 0.55 \times 4000 = 2475 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_0 = 15 \frac{88}{2475} = 0.35 \quad (\gamma_h = 2.55, \gamma_s = 0.883)$$

$$d = 2.55 \sqrt{\frac{676700}{80 \times 88}} = 25 \text{ cm}$$

نعتبر إذن أن الارتفاع الكلي ($H = 30 \text{ cm}$) . ونتحقق من القص والثقب .

- التسليح السفلي الطويل :

$$A_{s1} = \frac{676700}{0.883 \times 25 \times 2475} = 12.4 \text{ cm}^2 (5\phi 18)$$

- التسليح العلوي الطويل :

$$w_a = \frac{15 \times 547500}{80 (25)^2 \cdot 2475} = 0.066 \quad \gamma_z = 0.894$$

$$A_{s1} = \frac{457500}{0.894 \times 25 \times 2475} = 9.1 \text{ cm}^2 (5\phi 16)$$

- التسليح العلوي القصير :

$$A_{s2} = 0.20 \times 9.1 = 1.82 \text{ cm}^2 < (A_{s2})_{\min}$$

نستخدم إذن $5\phi 10/m$

- التسليح السفلي القصير :

أ- تحت الأعمدة :

نعتبر تحت كل عمود جائزاً مخفياً ، طوله يساوي إلى عرض الأساس ، وعرضه مساوٍ إلى (طول العمود + $\frac{d}{2}$ من كل طرف) أو بعرض الأساس أيضاً ، فيكون العزم عند كل عمود بالاتجاه القصير كما يلي :

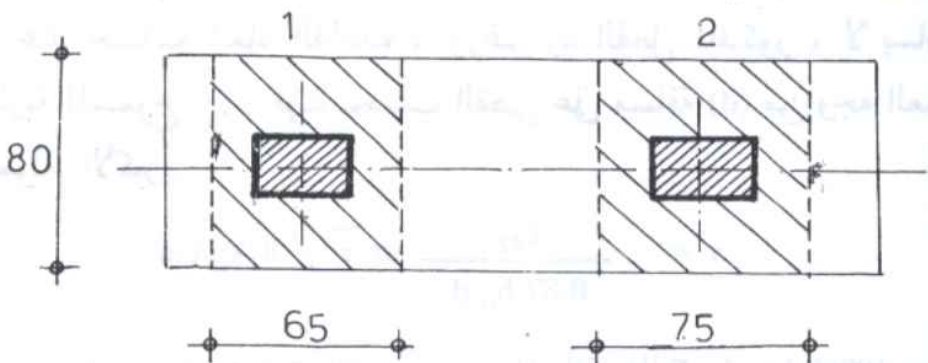
$$M_{B1} + P_1 \frac{B}{8} = 30000 \frac{0.8}{8} = 3000 \text{ kg.m}$$

$$M_{B2} = P_2 \frac{B}{8} = 4000 \text{ kg.m}$$

مع الإشارة إلى أن بعض الطرق ، تعتبر هذه العزوم عند وجه العمود ،

حيث تُحسب من العلاقة $M_{Bi} = \frac{P_i}{B} \left(\frac{B - b}{2} \right)^2$. حيث (b)

هو بعد العمود في الاتجاه القصير للأساس .



الشكل (٣ - ١٥)

ومن أجل هذين العزمين نجد : $\gamma_z = 0.907$

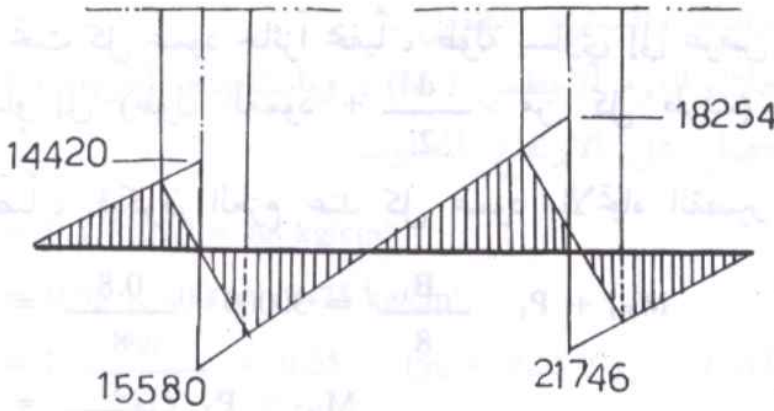
$$(1) A_{s3} = 5.4 \text{ cm}^2 (5\phi 12) \text{ } 165 \text{ cm}$$

$$(2) A_{s4} = 7.3 \text{ cm}^2 (5\phi 14) \text{ } 75$$

ب- أما التسليح العرضي السفلي خارج هذين الجسرين فنعتبره :

$$A_{s5} = 0.0025 \times 80 \times 23 = 4.8 \text{ cm}^2/\text{m} (6\phi 10/\text{m})$$

حيث $(d' = 23 \text{ cm})$ في هذا الاتجاه .



الشكل (٣-١٦)

تحقيق القص والثقب :

يبين الشكل (٣-١٦) مخطط القص للأساس ، مع الإشارة إلى أن رد فعل التربة لا يساوي حاصلة الحمولات الخارجية ، وذلك بسبب ادخال وزن الأساس عند حساب أبعاد القاعدة ، ورغم رد الفعل المذكور ، لا يساوي إجهاد التربة المسموح . . . فإننا نحسب القص على مسافة (d) من وجه العمود ذي الحمولة الأكبر .

$$\tau = \frac{Q_2}{0.87.b_o.d} \geq \bar{\tau} = 8 \text{ kg/cm}^2$$

حيث $Q_2 =$ تمثل قوة القص عند المسافة المذكورة $Q = 10080 \text{ kg}$

$$\tau = \frac{10080}{0.87 \times 80 \times 25} = 5.8 \text{ kg/cm}^2$$

إذن فالارتفاع المحسوب يحقق هذا الشرط ، دون تسليح خاص .
 - أما الثقب على مسافة $(\frac{d}{2})$ من وجه العمود المدروس فيكون
 (انظر العلاقة ٢ - ١٤) :

$$\tau' = \frac{Q_2}{0.87.d.f}$$

$$Q_2 = P_2 - qF$$

$$F = (25+25) (50+25) = 3750 \text{ Cm}^2$$

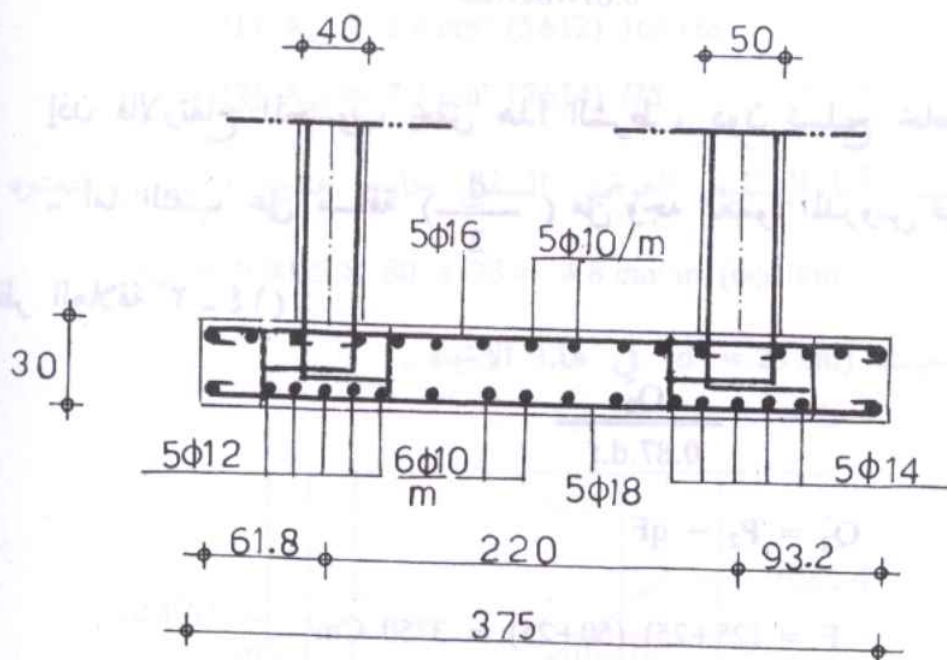
$$Q_2 = 40000 - 2.333 (3750) = 31250 \text{ kg}$$

$$f = 2 [(25+25) + (50+25)] = 250 \text{ Cm}$$

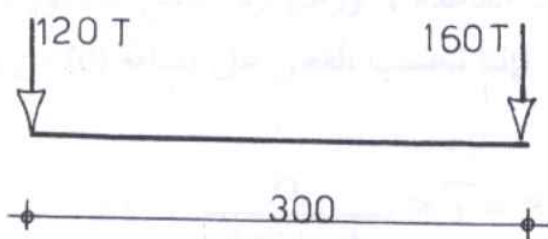
$$\tau' = \frac{31250}{0.87 \times 25 \times 250} = 5.8 \text{ Kg/Cm}^2 < \overline{\tau}$$

وتكون تفصيلات التسليح كما في الشكل (٣ - ١٧) .





٣ - ٣ - ٢ تطبيق ثاني - أساس مستطيل بتحميل لا مركزي :
تبلغ المسافة بين محوري عمودين (300 cm) ، أبعاد الأول (50×50 cm) ،
وحملته (P₁ = 120 T) . والثاني (50×60cm) ، وحملته (P₂ = 160 T) .
يطلب تصميم أساس مشترك لهذين العمودين . اذا كانت الأرض المعدة
للتأسيس ، لا تسمح بتنفيذ أظفار للأساس ... والتربة قاسية تحملها
(5 kg/cm²) .



الشكل (٣ - ١٨)

الحل :

في مثل هذه الحالات ، يتم اختيار أساس بشكل شبه منحرف ، بسبب تخفيف الكلفة . ونادراً ما يستخدم أساس مستطيل ، نظراً للحجم الكبير الذي يحتاجه . . . مع ذلك وبغية المقارنة بين النوعية (مقارنة مع التطبيق ٣-٣-٣) نعتبر أساساً مستطيلاً كما يلي :

- يقع مركز ثقل الأساس المستطيل في منتصف المسافة بين القوتين المركزيتين ، في حين يبعد مركز الحاصلة ($N = 120 + 180 = 280 \text{ T}$) عن (P_1) بمقدار (X) يحدد كما يلي :

$$X = \frac{160 \times 300}{280} = 171.4 \text{ Cm}$$

أي أن اللا مركزية :

$$e = 171.4 - 150 = 21.4 \text{ Cm}$$

$$M = N.e = 280000 \times 0.214 = 59920 \text{ Kg.m}$$

ونحدد عرض الأساس كما يلي ، وذلك باعتبار أن طوله الكلي هو

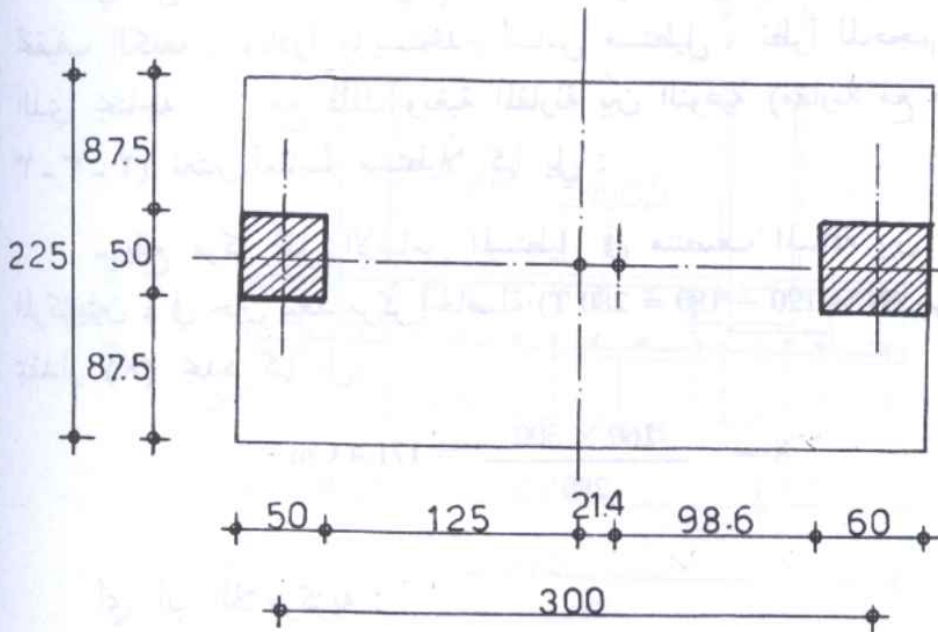
$$(L = 300 + 25 + 30 = 355 \text{ Cm})$$

ومع اعتبار أن وزن الأساس ، يشكل (5%) من إجمالي الحمولات (N) .

$$q_{\max} = \frac{N}{B \cdot L} \mp \frac{B \cdot L^2}{6M} = \sigma_A$$

$$5 = \frac{(280 \times 10^3) 1.05}{355 \text{ B}} + \frac{(6 \times 5992) 10^3}{(355)^2 \text{ B}}$$

$$B = 255 \text{ Cm}$$



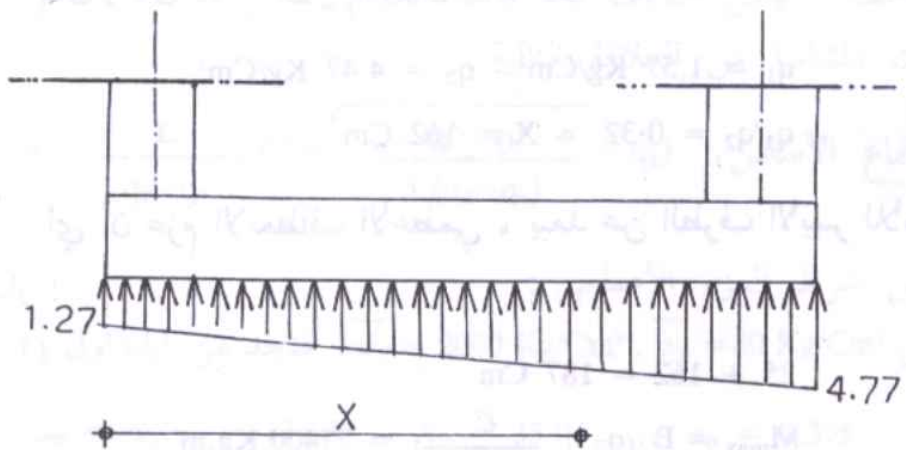
الشكل (٣-١٩)

ويكون توزيع الإجهادات تحت الأساس :

$$q_{\max} = \frac{N}{B \cdot L} \left(1 \mp \frac{6e}{L} \right) = \frac{280000}{225 \times 355} \left(1 \mp \frac{6 \times 21.4}{355} \right)$$

$$q_{\max} = 4.77 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_{\min} = 1.27 \text{ Kg/Cm}^2$$



الشكل (٣ - ٢٠)

- العزم الأعظمي :

يقع العزم الأعظمي في الأساس ، عند نقطة انعدام القص ، والتي تحدد رياضياً ، بدقة من خلال معادلة الحملات الموزعة (كما في التطبيق ٣ - ٣ - ٣) ، أو بتقريب مقبول ، كما في الجدول التالي ، الذي يعتبر أن العزم عند محاور الأعمدة ، تساوي الصفر ، مع الانتباه لمصطلحات الجدول التالية :

X = بعد نقطة العزم الأعظمي عن الحمولة الصغرى . (q_1)

ℓ = المسافة بين محاور الاستناد .

(q_1, q_2) = شدة الحملات الموزعة عند محوري الاستناد . (q_1 الصغرى و q_2 العظمى) .

0.50	0.40	0.30	0.20	q_1 / q_2
0.528.1	0.536.1	0.545.1	0.555.1	X
$q_2 \frac{l^2}{10.57}$	$q_2 \frac{l^2}{11.30}$	$q_2 \frac{l^2}{12.14}$	$q_2 \frac{l^2}{13.09}$	M_{max}

ومن أجل الأساس المدروس ، يكون لدينا :

$$q_1 = 1.57 \text{ Kg/Cm}^2 - q_2 = 4.47 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$q_1/q_2 = 0.32 \Rightarrow X = 162 \text{ Cm}$$

أي أن عزم الانعطاف الأعظمي ، يبعد عن الطرف الأيسر للأساس ،
بمقدار :

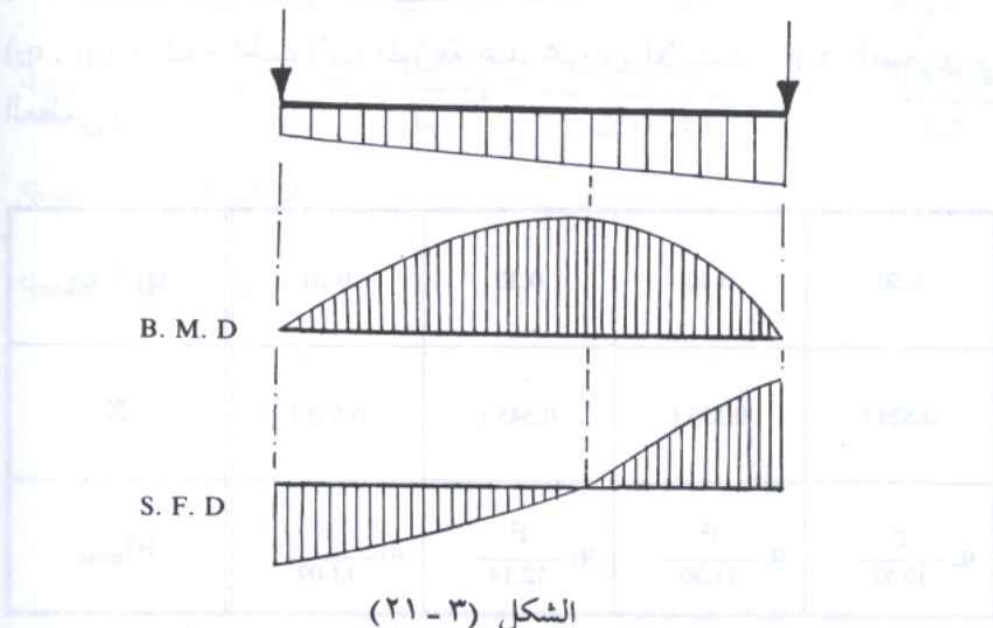
$$25 + 162 = 187 \text{ Cm}$$

$$M_{\max} = B (q_2 \cdot \frac{\ell^2}{11.7}) = 77400 \text{ Kg.m}$$

وإذا أردنا حساب العزم الأعظمي من نقطة انعدام القص ، يكون لدينا
بُعد هذا العزم عن الطرف الخارجي للعمود الأيسر .

$$\frac{P_1}{B} = q_{\min} X + (q_{\max} - q_{\min}) \frac{X}{L_0} \cdot \frac{X}{2} \Rightarrow X \approx 187 \text{ Cm}$$

حيث (B) عرض الأساس ، (L₀) المسافة بين المحاور .



* ملاحظة : يمكن حساب بعد نقطة انعدام القص مباشرة ، ومن أجل الحالات المشابهة من العلاقة التالية :

$$X = \frac{L}{q_2 - q_1} \left(\sqrt[3]{\frac{q_2^3 - q_1^3}{3(q_2 - q_1)}} - q_1 \right) : \text{ارتفاع الأساس}$$

١ - من شرط العزم الأعظمي :
نفترض $\bar{\sigma}_s = 2000 \text{ Kg/Cm}^2$, $\bar{\sigma}_b = 80 \text{ Kg/Cm}^2$. فنجد من الجداول (٢ - ٤)

$$\mu_o = \alpha_o \cdot \gamma_o = 13.125 \quad \gamma_o = 35.00 \quad , \quad \alpha_o = 0.375$$

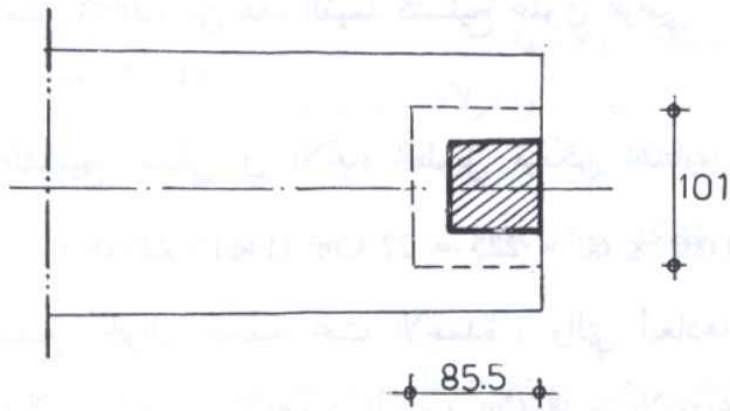
$$d = \sqrt{\frac{7740000}{225 \times 13.125}} = 52 \text{ Cm}$$

٢ - من شرط الثقب ، باعتبار أن $\left(\frac{\text{Kg}}{\text{Cm}^2} \right) (\tau = 7.5)$:

$$\tau = \frac{Q}{0.87 d.f} \leq \bar{\tau}$$

حيث (f) محيط الثقب (تحت الحمولة الكبرى P_2) .

$$f = 2 \left(60 + \frac{51}{2} \right) + (50 + 51) = 2 (85.5) + 101 = 272 \text{ Cm}$$



الشكل (٢٢ - ٣)

$$Q = P_2 - \sigma_A \left(a + \frac{d}{2} \right) (b + d)$$

$$Q = 160000 - 5 \left(60 + \frac{51}{2} \right) (50 + 51) = 116823 \text{ Kg}$$

إذن :

$$\tau = \frac{116823}{0.87 \times 51 \times 272} = 9.7 \text{ Kg/Cm}^2 > \bar{\tau}$$

إذن نعتبر (d = 60 Cm) (H = 65 Cm) :

$$f = 290 \text{ Cm} \quad Q = 66500 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{110500}{0.87 \times 60 \times 290} = 7.3 \text{ Kg/Cm}^2 < 7.5$$

والقص على بعد (d) من العمود المدروس محققاً ، بدون استخدام تسليح خاص .

- التسليح العلوي الطويل [من العلاقة ٢ - ٣٦]

$$A_s = \frac{7740000}{60 (1 - 0.375) 2000} = 73.7 \text{ Cm}^2 (24\phi 20 \text{ 225 cm})$$

ونستعمل (20%) من هذه القيمة كتسليح علوي عرضي

$$(14.75 \text{ Cm}^2 = 6\phi 18/m)$$

أما التسليح السفلي في الاتجاه الطويل فيمكن اعتباره .

$$0.002 \times 60 \times 225 = 27 \text{ Cm}^2 (14\phi 16 / 225 \text{ cm})$$

- تسليح الجوائز المخفية تحت الأعمدة ، والتي أبعادها :

الطول 225 Cm - العرض (للعمود الكبير) 90 Cm - الارتفاع 60 Cm .

$$M_B = \frac{160000 \times 2.25}{8} = 45000 \text{ Kg 1m}$$

$$A_s = 42.8 \text{ Cm}^2 (9 \phi 25)$$

ومن أجل الجائز تحت العمود ($P_1 = 120 \text{ T}$) يكون :

$$A_s = 26.4 \text{ Cm}^2 (7 \phi 22)$$

وخارج الجائزين ، نستعمل تسليح سفلي بالاتجاه العرضي قدره :

$$0,0025 \times 100 \times 60 = 15 \text{ Cm}^2 (8 \phi 14/m)$$

ويجري بعدئذ رسم تفصيلات التسليح ...

تطبيق ثالث - أساس شبه منحرف :

يطلب إعادة تصميم الأساس المطلوب في المثال السابق (الفقرة ٣ - ٣ - ٢) بشكل شبه منحرف ... مع التذكير بمعطيات المسألة :

$$P_1 = 120 \text{ T} - (50 \times 50 \text{ Cm})$$

- العمود الأيسر :

$$P_2 = 160 \text{ T} - (50 \times 60 \text{ Cm})$$

- الأيمن

$$L = 3 \text{ m}$$

- المسافة بين محوري العمودين

$$\sigma_A = 5 \text{ Kg/Cm}^2$$

- التربة قاسية ، وتحملها

- إجهادات البيتون والفولاذ المسموحة :

$$\sigma_b = 80 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\sigma_s = 2000 \text{ Kg/Cm}^2$$

- انظر الشكل (٣ - ١٨) .

الحل :

كي نحصل على توزيع منتظم ، ومتساوي للضغط تحت الأساس ، يجب أن يكون مساحته :

$$A_f \leq \frac{N + W_f}{\sigma_A} \Rightarrow \bar{B} \cdot L_1 = \frac{(160 + 120) 1.05}{50} = 5.88 \text{ m}^2$$

حيث :

$$L = 3 + 0.25 + 0.3 = 3.55$$

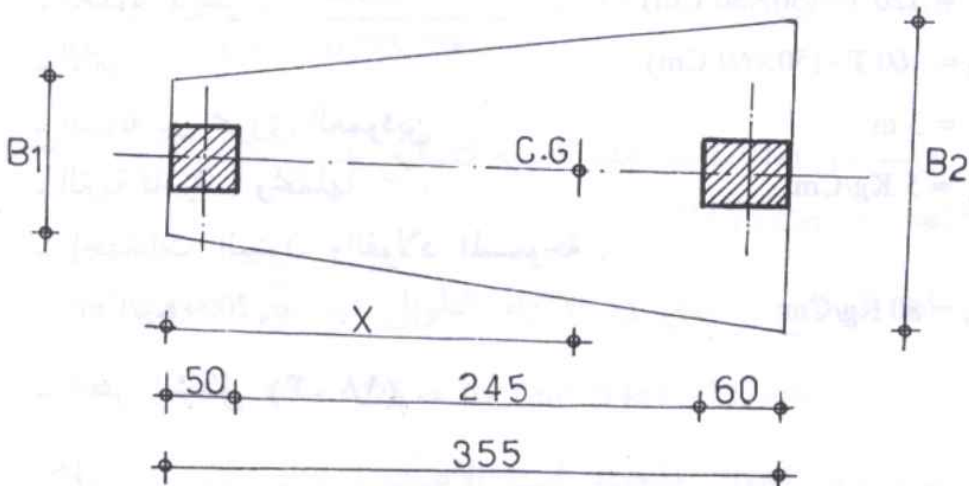
طول الأساس المحدد .

$$\bar{B} = \frac{B_1 + B_2}{2} = \text{العرض الوسطي للأساس .}$$

وزن الأساس ، قدر بحدود (5%) من الحمولة الكلية .

$$\frac{B_1 + B_2}{2} = \frac{5.88}{3.55} \quad \text{إذن}$$

$$(I) \quad B_1 + B_2 = 3.313 \text{ m}$$



الشكل (٣-٢٣)

ولإيجاد كل من (B_1, B_2) ، نحل المعادلة (I) مع معادلة أخرى ،
نحصل عليها من شرط حاصلة الحمولات مع مركز ثقل شبه المنحرف ...
فحاصلة الحمولات $(N = 280 \text{ T})$ تبعد عن الطرف الأيسر للأساس بمقدار :

$$X = 0,25 + \frac{160}{280} \cdot 3 = 1.965$$

أما بعد مركز ثقل شبه المنحرف ، فيتم الحصول عليه كما يلي ، بعد
تقسيمه إلى مثلثين بأحد قطريه :

$$X_1 = \frac{0.5 B_1 L (L/3) + 0.5 B_2 L (2L/3)}{0.5 B_1 \cdot L + 0.5 B_2 \cdot L}$$

$$X = X_1 \Rightarrow$$

$$(II) \quad 1.965 = \frac{B_1 L/3 + B_2 \cdot 2L/3}{B_1 + B_2}$$

بالحل المشترك للمعادلتين (I) و (II) نجد :

$$B_1 = 115 \text{ Cm}$$

$$B_2 = 220$$

وتكون مساحة شبه المنحرف المختار :

$$\frac{1}{2} (1.15 + 2.20) 3.55 = 5.95 \text{ m}^2$$

- الضغط الصافي الوسطي تحت القاعدة :

$$q = \frac{280000}{5.95 \times 10^4} = 4.7 \text{ Kg/Cm}^2$$

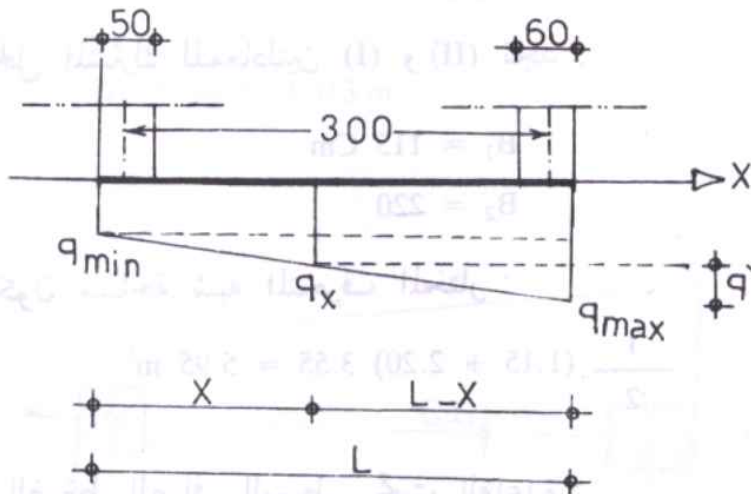
عندما تكون قيمة (X) المحسوبة أعلاه ، مساوية إلى ثلثي طول الأساس
المدرّوس ، فإن العرض الصغير لشبه المنحرف (B_1) يصبح مساوٍ للصفر ...
وهذا يعني أن الأساس يغدو مثلث الشكل .

- بعد ذلك يتم حساب القص والعزوم في الأساس بإحدى طريقتين ... فإما أن تعتبر الحمولة تحت الأساس موزعة بانتظام ومتساوية ، بشدة قدرها (q_n) ، ويدرس الأساس باعتباره عنصراً متغير المقطع على كامل الطول ... أو أن يعتبر المقطع ثابتاً من خلال دراسة شريحة وسطية ، بعرض ثابت (واحد مثلاً) ، ويتغير في هذه الحالة شكل الضغط الذي يتعرض له الأساس المدروس .

فلو اعتمدنا الحالة الثانية ، سنجد أن توزيع الضغط من أجل متر طولي واحد ، يصبح كما يلي في طرفي الأساس :

$$q_{\min} = q_n \cdot B_1 = 4.7 \times 115 \times 10^2 = 54050 \text{ Kg/m}$$

$$q_{\max} = q_n \cdot B_2 = 4.7 \times 220 \times 10^2 = 103400 \text{ Kg/m}$$



الشكل (٣-٢٤)

نحسب قوى القص (Q) في مختلف مقاطع الأساس ، والناجمة عن الحمولات الموزعة ، كما يلي .. فمن أجل مقطع ما ، يبعد بمقدار (x) عن الطرف الأيسر للأساس نجد من الشكل (٣-٢٤) :

$$q_x = q_{\max} - q'$$

$$q' = (q_{\max} - q_{\min}) \frac{L - x}{L}$$

$$q' = (103400 - 54050) \frac{3.55 - x}{3.55}$$

$$q' = 13900 (3.55 - x)$$

إذن :

$$q_x = 103400 - 13900 (3.55 - x)$$

$$(a) \quad q_x = 54050 + 13900 x$$

إن قوة القص الناجمة عن رد فعل التربة الموزع ، هي عبارة عن تكامل العلاقة (a) . مع الإشارة إلى أن ثابت التكامل الناتج يساوي الصفر .

$$Q_x = \int_0^x (54050 + 13900x) dx$$

$$(b) \quad Q_x = 54050x + 6950x^2$$

وللتحقق من صحة العلاقة (b) نبدل (x) بـ (3.55) ، حيث يجب أن نحصل على قوة مساوية إلى حاصلة الحملات (N) :

$$Q_{3.55} = 191878 + 87587 \approx 280000 \text{ Kg}$$

إذن لإيجاد مخطط القص في الأساس ، نحسب هذه القوى على يمين ويسار محاور الأعمدة :

$$x_1 = 0.25 \text{ m} \Rightarrow Q_1 = 13947 \text{ Kg}$$

$$Q'_1 = - 120000 - 13947 = - 106053 \text{ Kg}$$

$$x_2 = 3.25 \text{ m} \Rightarrow Q_2 = 249072 - 120000 = 129072 \text{ Kg}$$

$$Q_2' = 129072 - 160000 = - 30928 \text{ Kg}$$

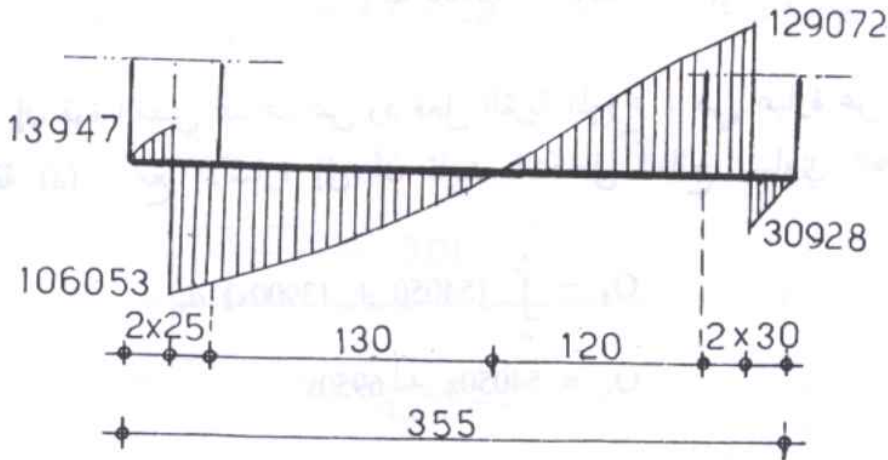
أما النقطة التي يصبح عندها القص مساوٍ للصفر ، فنجدها من المعادلة (b) كما يلي :

$$\Sigma Q = 0 \Leftrightarrow 54050x + 6950x^2 - 120000 = 0$$

$$x^2 + 7,777 x - 17,266 = 0$$

$$x = 180 \text{ Cm}$$

ويصبح مخطط القص ، كما في الشكل (٣- ٢٥)



الشكل (٣- ٢٥)

حساب العزوم :

يعطينا تكامل قوى القص في العلاقة (b) ، قيم العزوم من القوى الموزعة . على مسار طول الأساس ، مع التنويه إلى أن ثابت التكامل يساوي الصف . أي أن :

$$M_x = 54050 \frac{x^2}{2} + 6950 \frac{x^3}{3}$$

$$(c) \quad M_x = 27025 x^2 + 2317 x^3$$

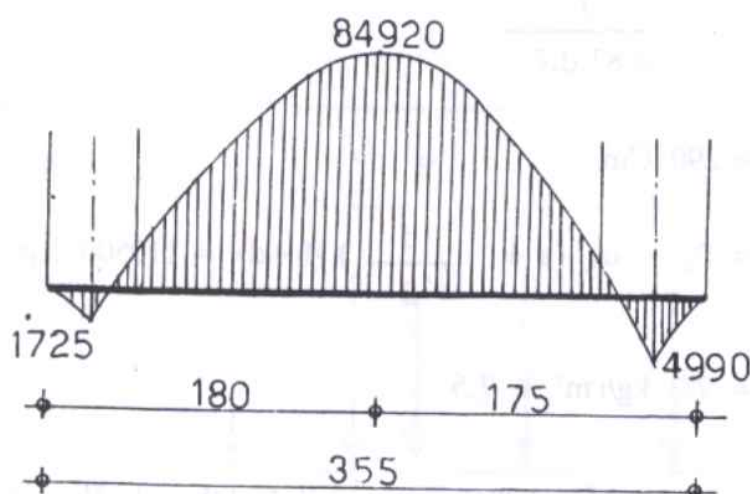
عزوم عند محاور الأعمدة :

$$x_1 = 0,25 \text{ m} \Rightarrow M_1 = - 1725 \text{ Kg.m}$$

$$x_2 = 3.25 \text{ m} \Rightarrow M_2 = 364990 - 120000 \times 3.0 = - 4990 \text{ Kg.m}$$

$$x = 1.80 \Rightarrow M_{\max} = 101074 - 120000 (1.80 - 0.25) = 84926 \text{ Kg.m}$$

ويكون مخطط عزوم الانعطاف كما في الشكل (٣-٢٦)



الشكل (٣-٢٦)

* ملاحظة هامة :

يمكن من أجل الأساسات التي تستند عليها أعمدة من الطرفين ، والمحملة بضغط تربة شبه منحرف استخدام العلاقات التالية مباشرة ، لحساب القص ، والعزوم ، ونقطة انعدام القص (X_c) :

$$(٣-٢٥) \quad Q = P_1 - q_{\min} \cdot X - \frac{q_{\max} - q_{\min}}{L} \cdot \frac{X^2}{2}$$

$$(٢-٢٦) \quad M = P_1 X - q_{\min} \frac{X^2}{2} - \frac{q_{\max} - q_{\min}}{L} \cdot \frac{X^3}{6}$$

$$(٣-٢٧) \quad X_c = \frac{L}{q_{\max} - q_{\min}} \left(-q_{\min} + \sqrt{\frac{q_{\max}^3 - q_{\min}^3}{3(q_{\max} - q_{\min})}} \right)$$

حيث (P_1) الحمولة الصغرى فوق (q_{min})

- تحديد الارتفاع اللازم للأساس :

نفترض الارتفاع الأولي للأساس ($H = 65$ Cm $d = 60$ Cm) ، ونحسب إجهاد الثقب عند العمود الكبير ، باعتبار القيمة المسموحة له ($\tau = 7.5$ Kg/Cm²) .

$$\tau = \frac{Q}{0.87.d.f}$$

$$f = 290 \text{ Cm}$$

$$Q = P_2 - \sigma_A \left(a + \frac{d}{2} \right) (b+d) = 110500 \text{ Kg}$$

$$\tau = 7.3 \text{ kg/cm}^2 < 7.5$$

نحسب تسليح الأساس لمقاومة العزوم ، مع العلم بأن الارتفاع اللازم لذلك هو :

$$d = \sqrt{\frac{8492000}{225 \times 13125}} = 54 \text{ cm}$$

(انظر التطبيق السابق)

إذن :

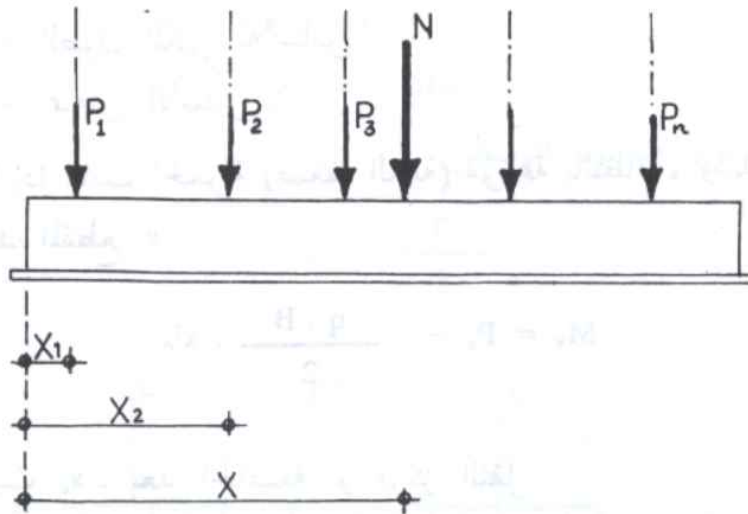
$$A_s = \frac{8492000}{60 \times 2000 \times 0.875} = 80.88 \text{ cm}^2$$

ويجري بعدئذ تقدير التسليح السفلي الطويل ، والتسليح القصير السفلي والعلوي . . .

٣ - ٤ الأساسات المشتركة لمجموعة أعمدة :

لا يختلف حساب هذه الأساسات عن تلك المشتركة بين عمودين ، إذ أن الحمولات المطبقة عليها يمكن أن تكون مركزية أو لا مركزية ... ففي الحالة الأولى ينطبق مركز حاصلة الحمولات المركزة على مركز ثقل مساحة الأساس . مع التذكير بأن مركز الحاصلة لعدة حمولات كالموضحة في الشكل التالي يُحسب كما يلي :

$$X = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n P_i} \quad (٣ - ٢٨)$$



الشكل (٣ - ٢٧)

- في الحالات التي لا ينطبق فيها مركز ثقل الأساس على مركز الحمولات كما في الحالة الواردة في الشكل (٣ - ٩) مثلاً ... فإن قيم الاجهادات الصغرى والعظمى في طرفي الأساس ، يمكن أن تحسب بعلاقات مشابهة لتلك المعطاة في العلاقات (٣ - ١٦ - ١) و (٣ - ١٦ - ٢) مع إضافة عدد الحمولات

المركزة في هذه العلاقات . وعندئذ يكون العزم في أي مقطع من الأساس ،
يبعد بمقدار (z) عن الطرف كما يلي :

$$M_x = P_x - (2q_{\max} + q_x) \frac{B \cdot x^2}{6} \quad (٣ - ٢٩)$$

P_x = مجموع الحمولات المركزة على يسار المقطع (x) المدروس .
 q_{\max} = تقع على الطرف الأيسر للأساس ، تحت مبدأ المحور (x) .
 q_x = الحمولة الموزعة (رد فعل التربة) عند المقطع المعبر ، وبحسب كما يلي :

$$q_x = q_{\max} + (q_{\max} - q_{\min}) \frac{L - x}{L} \quad (٣ - ٢٩ - ١)$$

L = الطول الكلي للأساس

B = عرض الأساس .

أما إذا كانت الحمولة (ضغط التربة) موزعة بانتظام ، وشدتها (q) فإن
العزم عند المقطع x

$$M_x = P_x - \frac{q \cdot B}{2} \cdot x_c^2$$

حيث x_c - بعد الحاصلة أو مركز الثقل

P_x - مجموع الحمولات المركزة على يسار المقطع المدروس .

* وفي طريقة (كيرن) الواردة في نهاية الفقرة (٣-٢) نحصل على

ما يلي :

١ - أساس خاضع لثلاثة قوى مركزة متساوية ، الشكل (٣-٢٨)

أ - القاعدة صلبة (الضغط موزع بانتظام) :

$$q = \frac{3P}{L(L_1 + L')} \quad (٣ - ٣٠)$$

ب - القاعدة مرنة : (التوزيع كما في الشكل ٣ - ١٠ - ١)

$$(٣١ - ٣) \quad q = \frac{3P}{2(L_1 + L')}$$

$$(٣٢ - ٣) \quad M_1^- = \frac{-q \cdot L_1^2}{2}$$

$$(٣٣ - ٣) \quad M_2^- = \frac{-q}{2} (L_1 + L')^2 - P \cdot L'$$

$$(٣٤ - ٣) \quad M^+ = \frac{q}{2} \left(L_1 + \frac{L'}{2} \right)^2 - P \cdot L'$$

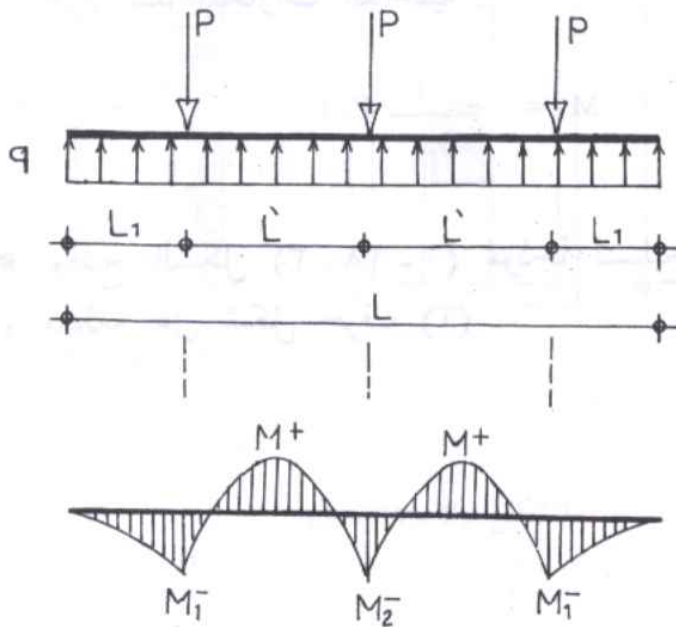
القص علي يمين ويسار العمود الطرفي ؛

$$(٣٥ - ٣) \quad Q_1 = q \cdot L_1$$

$$(٣٦ - ٣) \quad Q_r = P - qL_1$$

القص عند العمود الوسطي :

$$(٣٧ - ٣) \quad Q_m = \frac{P}{2}$$



الشكل (٣ - ٢٨)

٢ - أساس خاضع لعدد كبير من القوى المركزة المتساوية :

آ - القاعدة صلبة (الضغط موزع بانتظام) :

- العزم عند المساند الداخلية :

(٣٥ - ٣)

$$M^- = - q \frac{\ell^2}{12}$$

- العزم في منتصف مجاز داخلي :

(٣٦ - ٣)

$$M^+ = q \frac{\ell^2}{24}$$

ب - القاعدة مرنة (التوزيع مثلي) :

- العزم عند المساند الداخلية :

(١ - ٣٥ - ٣)

$$M^- = - \frac{5}{96} P. \ell^2$$

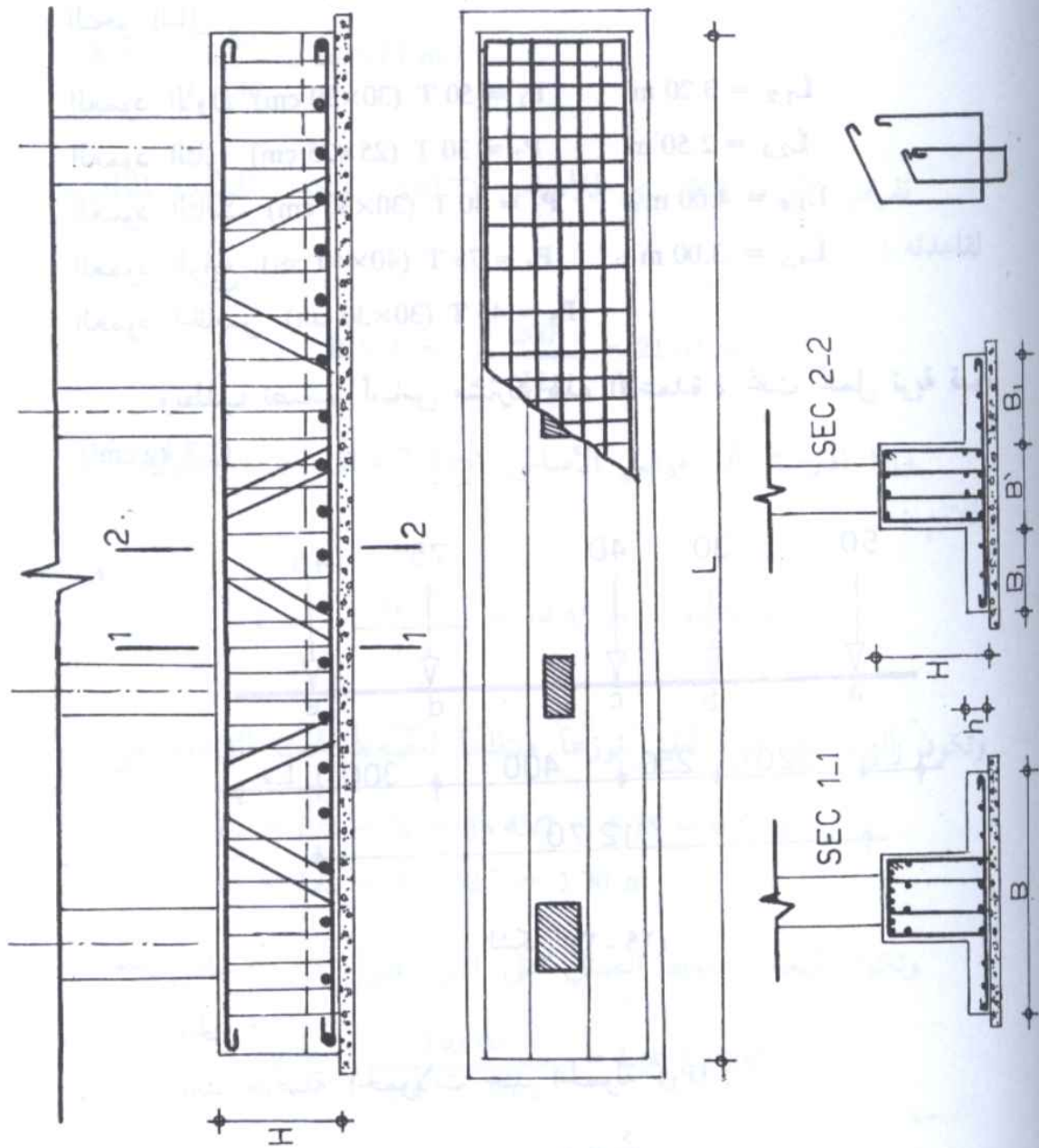
- العزم عند المجازات الداخلية :

(١ - ٣٦ - ٣)

$$M^+ = \frac{-1}{32} P. \ell^2$$

* يوضح الشكل (١ - ٢٨ - ٣) نموذجاً لتسليح اساس تحت عدة أعمدة ، مقطعه على شكل حرف (T) .





الشكل (٣-٣٦-١)

٣- ٥ تطبيق عددي :

لدينا مجموعة من الأعمدة ، حولاتها ، والأبعاد فيما بين محاورها ، على

النحو التالي :

$\bar{L}_{1,2} = 3.20 \text{ m}$ العمود الأول $P_1 = 50 \text{ T}$ (30×30 cm)

$\bar{L}_{2,3} = 2.50 \text{ m}$ العمود الثاني $P_2 = 30 \text{ T}$ (25×25 cm)

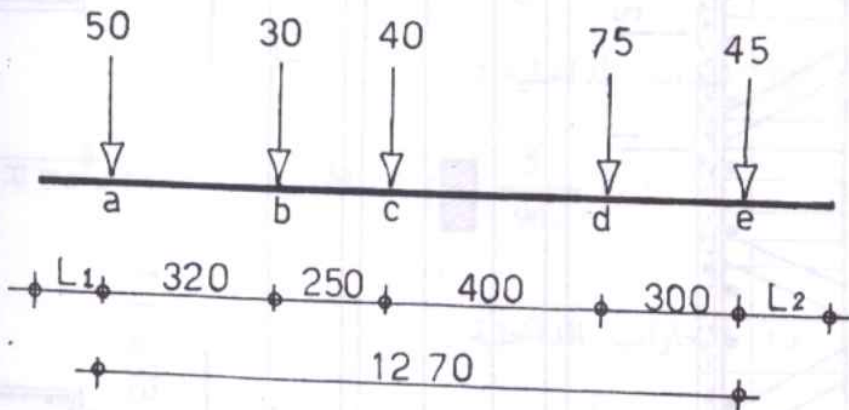
$\bar{L}_{3,4} = 4.00 \text{ m}$ العمود الثالث $P_3 = 40 \text{ T}$ (30×30 cm)

$\bar{L}_{4,5} = 3.00 \text{ m}$ العمود الرابع $P_4 = 75 \text{ T}$ (40×40 cm)

العمود الخامس $P_5 = 45 \text{ T}$ (30×30 cm)

ويطلب تصميم أساس مشترك لهذه الأعمدة ، تحت تحمل تربة قدره

(1.2 kg/cm^2) .



الشكل (٣- ٢٩)

الحل :

بعد حاصلة الحمولات عند الحمولة (P_1) :

$$X = \frac{\sum_{i=1}^5 P_i \cdot X_i}{\sum_{i=1}^5 P_i}$$

$$X = \frac{0 + 30 \times 3.2 + 40 \times 5.7 + 75 \times 9.7 + 45 \times 12.7}{50 + 30 + 40 + 75 + 45}$$

$$X = \frac{1623}{240} = 6.75 \text{ m}$$

نفرض الوزن التقديري للأساس (20 T) ، فتكون المساحة المطلوبة لقاعدته :

$$B \times L = \frac{260}{12} = 21.67 \text{ m}^2$$

وإذا افترضنا أن عرض الأساس ($B = 1.5 \text{ m}$) يكون الطول الكلي اللازم :

$$L = \frac{21.67}{1.5} = 14.45 \text{ m} \approx 14.50 \text{ m}$$

وتكون البروزات التي تحقق توزيعاً منتظماً للضغط تحت القاعدة هي :

$$L_1 = L/2 - X = 14.45/2 - 6.75 \approx 0.5 \text{ m}$$

$$L_2 = L/2 + X - 12.7 \approx 1.30 \text{ m}$$

وتكون قيمة الضغط الصافي على المتر الطولي من الأساس :

$$q = \frac{240000}{100 \times 1445} = 1.66 \text{ kg/cm}^2$$

- عزوم الانعطاف على المحور الطولي للأساس :

$$M_a = -16.6 \cdot \frac{(0.5)^2}{2} = -2.075 \text{ kg.m}$$

$$M_b = - 16.6 \cdot \frac{(3.7)^2}{2} + 50 \times 3.2 = + 46.373 \text{ kg.m}$$

$$M_c = - 16.6 \cdot \frac{(6.2)^2}{2} + 50 \times 5.7 + 30 \times 2.5 = + 40.948 \text{ kg.m}$$

$$M_d = - 16.6 \cdot \frac{(4.3)^2}{2} + 45 \times 3 = - 18.467 \text{ kg.m}$$

$$M_e = - 16.6 \cdot \frac{(1.3)^2}{2} = - 14.027 \text{ kg.m}$$

$$M_{ab} = - 16.6 \cdot \frac{(0.5 + \frac{3.2}{2})^2}{2} + 50 \cdot \frac{3.2}{2} = + 43.397 \text{ kg.m}$$

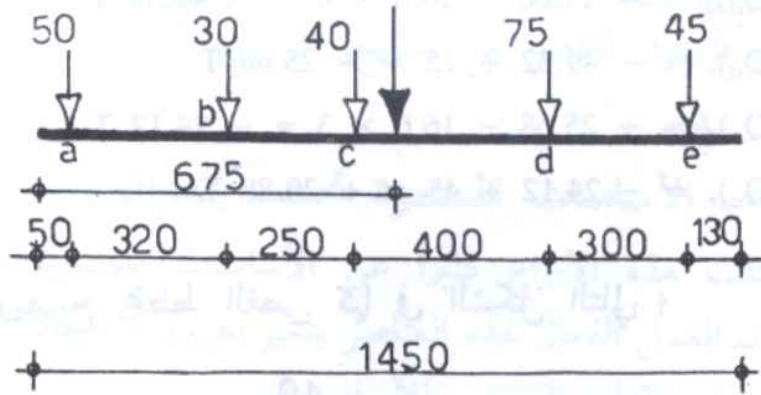
$$M_{bc} = - 16.6 \cdot \frac{(0.5 + 3.2 + \frac{2.5}{2})^2}{2} + 50 (3.2 + \frac{2.5}{2}) +$$

$$30 (\frac{2.5}{2}) = + 56.629 \text{ kg.m}$$

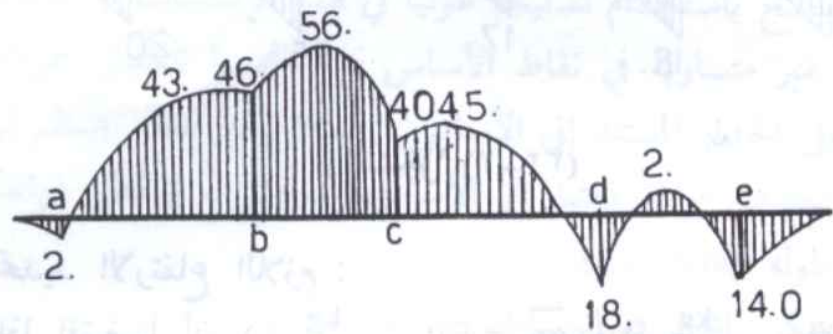
$$M_{cd} = - 16.6 \cdot \frac{(1.3 + 3 + \frac{4}{2})^2}{2} + 45 (3 + \frac{4}{2}) + 75 (\frac{4}{2})$$

$$M_{cd} = + 45.573 \text{ kg.m}$$

$$M_{de} = - 16.6 \cdot \frac{(1.3 + \frac{3}{2})^2}{2} + 45 \cdot \frac{3}{2} = + 2.428 \text{ kg.m}$$



الشكل (٣ - ٣٠)



الشكل (٣ - ٣١)

قوى القص :

$$(Q_a)_e = - 16.6 \times 0.5 = - 8.300 \text{ T}$$

$$(Q_a)_r = - 8.3 + 50 = + 41.7 \text{ T}$$

$$(Q_b)_e = + 41.7 - 16.6 \times 3.2 = - 11.42 \text{ T}$$

$$(Q_b)_r = - 11.42 + 30 = + 18.58 \text{ T}$$

$$(Q_c)_e = + 18.58 - 16.6 \times 2.5 = - 22.92 \text{ T}$$

$$(Q_c)_r = - 22.92 + 40 = + 17.08 \text{ T}$$

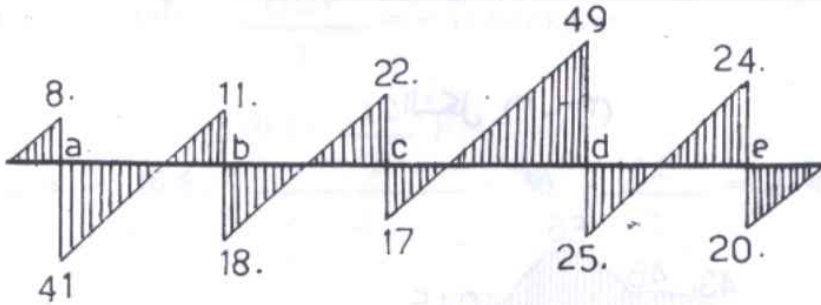
$$(Q_d)_e = + 17.08 - 16.6 \times 4 = - 49.32 \text{ T}$$

$$(Q_d)_r = - 49.32 + 75 = + 25.68 \text{ T}$$

$$(Q_e)_e = + 25.68 - 16.6 \times 3 = - 24.12 \text{ T}$$

$$(Q_e)_r = - 24.12 + 45 = + 20.88 \text{ T}$$

ويصبح مخطط القص كما في الشكل التالي ؛



الشكل (٣-٣٢)

تحديد الارتفاع اللازم :

$$\text{إذا افترضنا أن } (\bar{\sigma}_b = 80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) \text{ و } (\bar{\sigma}_s = 1500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

لكان الارتفاع اللازم

$$d = 72 \text{ cm}$$

وهذا الارتفاع يحقق الثقب . أما التسليح فهو ؛

$$(A_s)_{ab} = 55 \text{ cm}^2$$

$$(A_s)_b = 59 \text{ cm}^2$$

$$(A_s)_{bc} = 72 \text{ cm}^2$$

$$(A_s)_{cd} = 57 \text{ cm}^2$$

ويتم بعدئذ اختيار القضبان المناسبة ، مع التذكير بإمكانية الاستفادة من التكميخ . أما القص ، فهو يحقق ، من أجل القيمة العظمى للقوة القاصة ،

إذ أن إجهاد القص على مسافة تعادل نصف الارتفاع الفعال من المسند (d) ، أقل من تحمل البتون للقص مع تسليح أدنى ...

٣ - ٦ - الأساسات المستمرة تحت الجدران :

- لا تختلف هذه الأنواع كثيراً عن الأساسات المستمرة تحت عدة أعمدة ، غير أن العمل الفعال لهذه العناصر يتميز بعزوم الانعطاف التي تخلق عند الأظفار ، في المقطع العرضي للأساس .
- عندما يكون العرض اللازم للأساس (B) محققاً لشروط الثقب ، وأقل من الارتفاع الكلي للأساس ، يمكن إهمال عزم الانعطاف في الحساب .
- ينصح باستخدام تسليحاً طويلاً في هذه الأساسات ، احتياطاً لحدوث هبوطات غير متساوية في نقاط الأساس ، أو تحسباً لتطبيق حمولات ليست منتظمة على الجدار المستند إلى الأساس . فمثلاً تشير بعض النظم إلى حساب هذا التسليح من خلال اعتبار أن الأساس المدروس ، يتخطى فراغاً في التربة (فجوة) طوله (1 - 1.5 m) .

- يمكن إيجاد دساتير الحساب كما يلي :
١ - إذا كان المقطع مستطيلاً أو متدرجاً بشكل هرمي (ضغط التربة موزع بانتظام) (الشكل ٣ - ٣٣) :

- عزم الانعطاف عند وجه الجدار :

$$M = \frac{q \cdot B_1^2}{2} \quad (٣ - ٣٨)$$

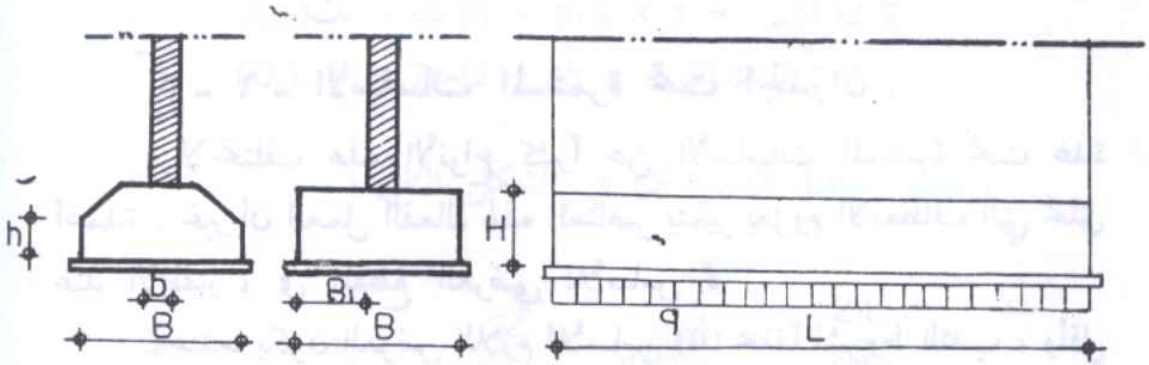
$$q = \frac{P}{B} \quad \text{حيث } \text{kg/m}$$

- قوة القص : $Q = q \cdot B_1$

$$\frac{P + W_f}{B} \leq \sigma_A \quad \text{وذلك مع اعتبار أن}$$

$(W_p) = \text{وزن الأساس} . \quad \sigma_A = \text{ضغط التربة المسموح}$

* ملاحظة : إذا كان الجدار من الحجر أو من البلوك الاسمتي ، فإن الغزم الحرج ، يحسب عند محور الجدار .

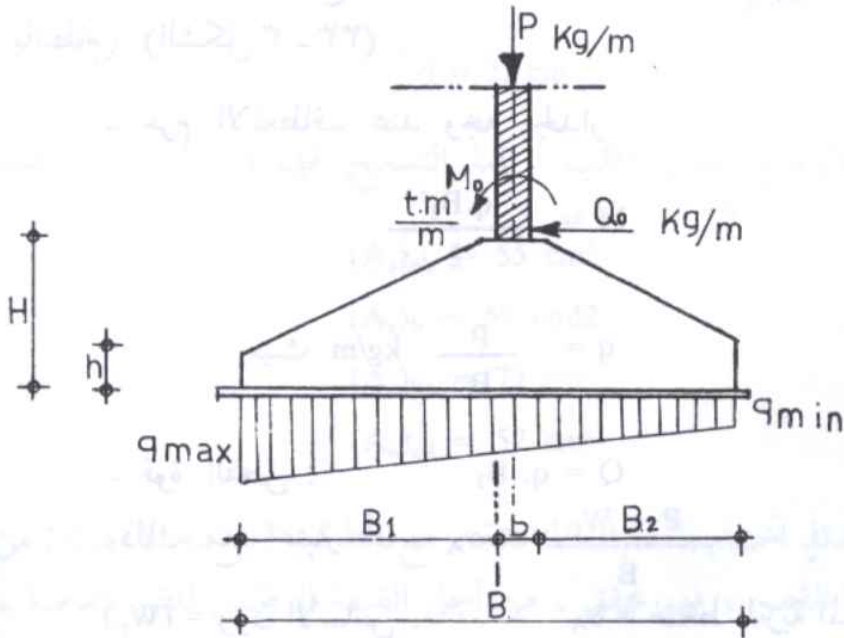


الشكل (٣-٣٣)

٢ - إذا كانت الحمولات موزعة بانتظام ، والمقطع كما في الشكل (٣-٣٤) :

- الضغوط تحت القاعدة : $\frac{P}{B} \pm \frac{6M}{B^2}$ $\sigma_{\max} \quad \sigma_{\min}$ (٣-٤٠)

حيث : $M = M_o + Q_o \cdot H - P \cdot e$ (٣-٤٢)



الشكل (٣-٣٤)

عزم الانعطاف عند الوجه الأيسر للجدار :

$$(٤٣ - ٣) \quad \bar{M} = \frac{B_1^2}{6} (2q_{\max} + q_x - 3q_w)$$

حيث (q_w) : الضغط الناجم عن وزن الجدار .

(q_x) : شدة الضغط الموزع عند المقطع المدروس .

$$(١ - ٤٣ - ٣) \quad q_x = q_{\min} + \frac{B_2 + b}{B} (q_{\max} - q_{\min})$$

- قوة القص عند الوجه الأيسر للجدار :

$$(٤٤ - ٣) \quad \bar{q} = \frac{L_1}{2} (q_{\max} + q_x - 2q_w)$$

٣ - ٧ - تطبيقات عددية :

٣ - ٧ - ١ تطبيق أول :

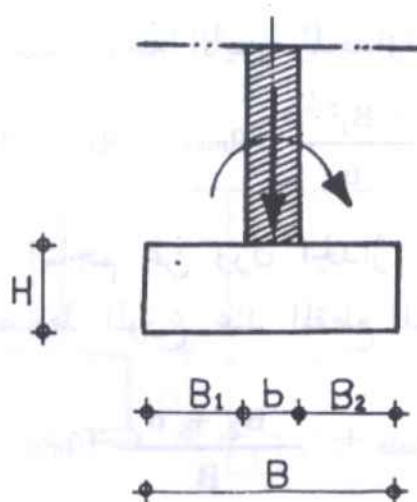
يطلب تصميم أساس لجدار من البيتون المسلح ، عرضه $(b = 30 \text{ cm})$. إذا كان تحمل التربة $(\sigma_A = 2 \text{ kg/cm}^2)$ ، مع العلم بأن الحمولة الشاقولية المنقولة من الجدار هي $(P = 25 \text{ T/m})$ ، إضافة إلى عزم انعطاف قدره $M_o = 8 \text{ T.m/m}$

- إجهادات البيتون والفولاذ : $\left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$ $\bar{\sigma}_s = 1600$

$$\bar{\sigma}_b = 80 \text{ kg/cm}^2$$

الحل :

ندرس شريحة من الأساس بعرض (1 m) كما في الشكل $(٣ - ٣٥)$ ، ونفترض أن وزن الأساس التقديري هو : $(W_b = 5 \text{ t/m})$ فيكون :



الشكل (٣-٣٥)

اللامركزية في الأساس :

$$e = \frac{M}{P + w_f} = \frac{8}{25 + 5} \times 100 = 26.7 \text{ cm}$$

- ضغط الأساس الأعظمي على التربة :

$$\sigma_{\max} = \frac{P + w_f}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \sigma_A = 20$$

$$\frac{30}{B} \left(1 + \frac{6 \times 0.267}{B} \right) = 20$$

$$B^2 - 1.5 B - 2.403 = 0$$

بحل هذه المعادلة نحصل على :

$$B = 2.48 \text{ m} \approx 250 \text{ cm}$$

الاجهادات تحت الأساس (رد فعل التربة) :

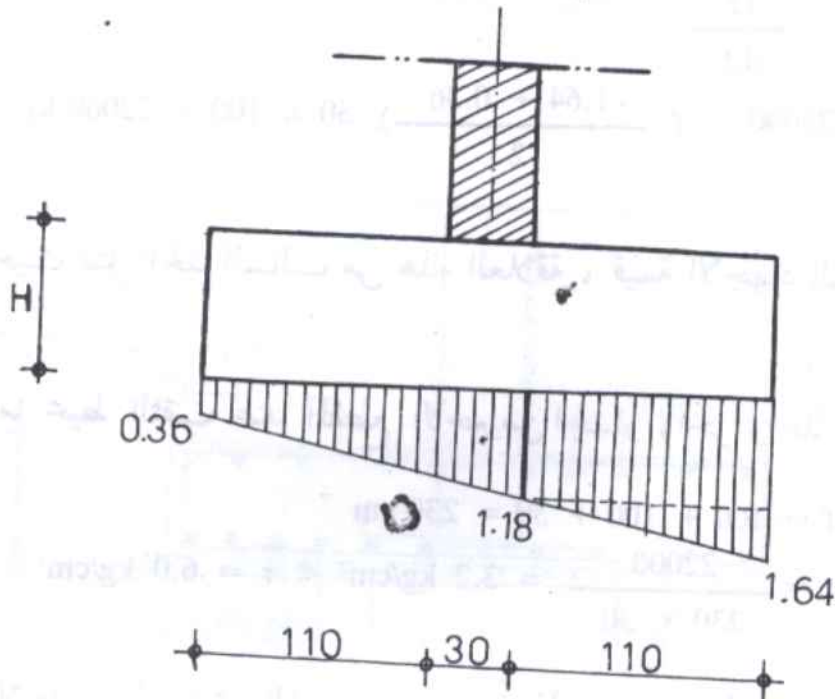
$$q_{\max} = \frac{P}{1 \times B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{\min}^{\max} = \frac{25000}{100 \times 250} \left(1 \mp \frac{6 \times 26.7}{250}\right)$$

$$q_{\min}^{\max} = 1 \mp 0.64$$

$$q_{\max} = 1.64 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_A$$

$$q_{\min} = 0.36 \text{ kg/cm}^2 > 0$$



الشكل (٣-٣٦)

العزم في الأساس ، عند وجه العمود :

$$\bar{M} = \left[\frac{1.18 (1.10)^2}{2} + (1.64 - 1.18) \cdot \frac{1.10}{2} \times \frac{2}{3} \times 1.10 \right] 10^4$$

$$\bar{M} = 9000 \text{ kg.m/m}$$

حساب الارتفاع اللازم

$$\alpha_0 = 0.30$$

$$\gamma_0 = 35.556$$

$$\mu_0 = \alpha_0 \cdot \gamma_0 = 10.667$$

$$d = \sqrt{\frac{900000}{10.66 \times 100}} = 29.0 \text{ cm}$$

نعتبر الارتفاع الكلي $H = 35 \text{ cm}$...

إجهادات الثقب في الأساس (عند آخر مقطع منه) ..

$$\tau = \frac{Q}{d.f}$$

$$Q = 25000 - \left(\frac{1.64 + 0.36}{2} \right) 30 \times 100 = 22000 \text{ kg}$$

حيث يمثل الحد السالب من هذه العلاقة ، قيمة الاجهاد الوسطي تحت الجدار ...

أما محيط الثقب عند المقطع الأخير من الجدار (آخر واحد متر) فهو :

$$f = 100 + 100 + 30 = 230 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{22000}{230 \times 30} = 3.2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 6.0 \text{ kg/cm}^2$$

ولا داعي لتحقيق القص ، وخاصةً لأن إجهاد الثقب صغير ...
التسليح :

$$A_s = 25 \text{ cm}^2/\text{m} (8\phi 20/\text{m})$$

التماسك :

$$V = \left(\frac{1.18 + 1.46}{2} \right) 110 \times 100 = 14520 \text{ kg/m}$$

$$T = \frac{14520}{0.87 \times 8 \times 3.14 \times 2 \times 30} = 11 \text{ kg/cm}^2$$

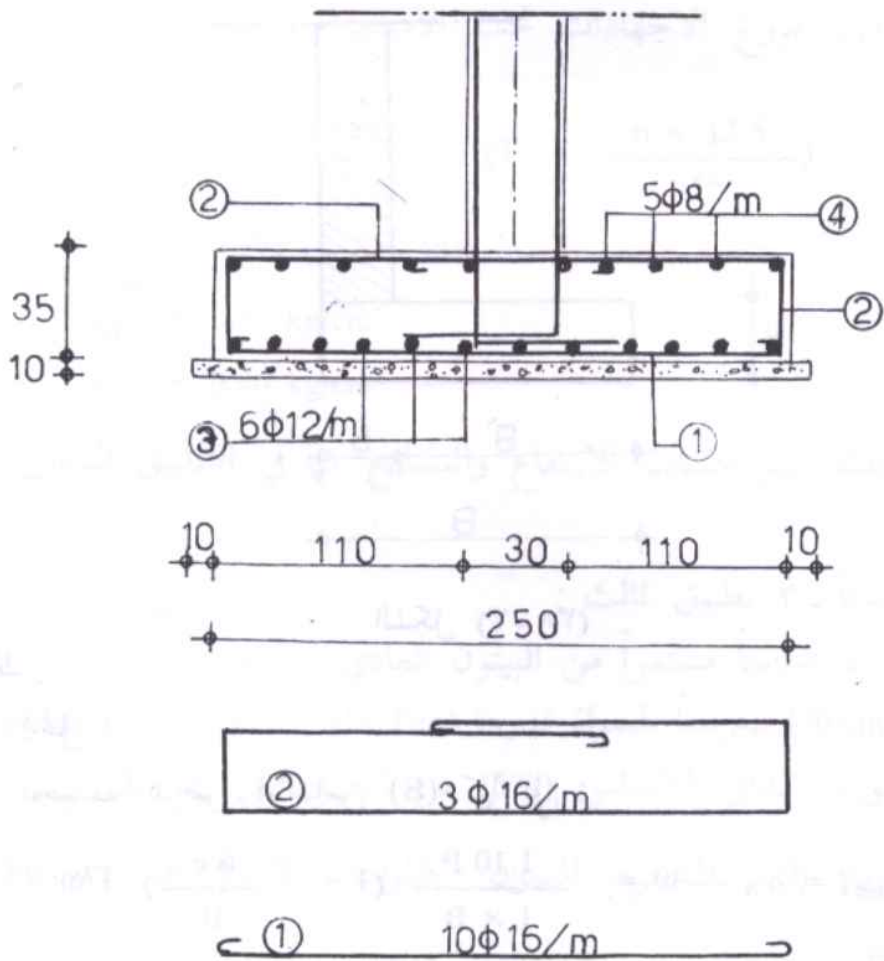
$$\bar{T} = 5\% f_c = 0.05 \times \frac{80}{0.4} = 10 \text{ kg/cm}^2 < T$$

إذن نغير القضبان ونستخدم (13 ϕ 16/m) فيكون :

$$T = 8.5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{T}$$

التسليح الثانوي (25%) من الرئيسي . (6 ϕ 12/m) .

ويصبح تسليح الأساس كما في الشكل (٣-٣٧) . مع التنويه إلى أن رفع التسليح إلى الأعلى ليس ضرورياً في معظم الحالات .



الشكل (٣-٣٧)

* ملاحظة :

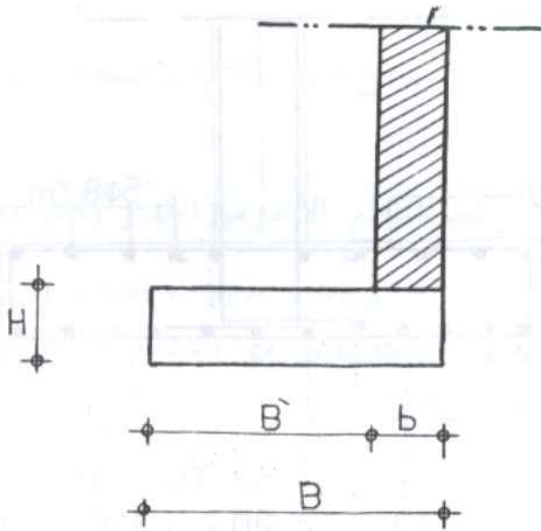
يمكن أن يعاد تصميم الأساس ، ليصبح كما في الشكل (٣ - ٣٤) ، مع اعتباره خاضعاً لحمولات متساوية موزعة بانتظام .

٣-٧-٢ تطبيق ثاني :

يطلب تصميم أساس لجدار يستند كما في الشكل (٣ - ٣٨) .

- عرض الجدار (b = 25 cm) ، وحملته P = 12 T/m .

- تحمل التربة (3.0) kg/cm² .



الشكل (٣ - ٣٨)

الحل :

نحسب عرض الأساس (B) كما يلي :

$$q_{\max} = \sigma_A = 30 = \frac{1.10 P}{1 \times B} \left(1 + \frac{6 e}{B} \right) \text{ T/m}^2$$

وذلك مع افتراض أن وزن الأساس في المتر الطولي ، يساوي إلى (10%) من الحمولة .

$$e = \frac{B}{2} - \frac{b}{2} = \frac{B}{2} - 0.125 \text{ m}$$

إذن :

$$30 = \frac{1.10 \times 12}{B} \left[1 + \frac{6}{B} \left(\frac{B}{2} - 0.125 \right) \right]$$

$$B^2 - 1.76 B + 0.33 = 0$$

بحل هذه المعادلة نحصل على $B = 1.55 \text{ m}$

ويكون توزيع الاجهادات تحت الأساس كما يلي :

$$q_{\max} = \frac{12000}{100 \times 155} \left(1 + \frac{6 \times 12.5}{155} \right)$$

$$q_{\max} = 0.774 (1 + 0.483)$$

$$q_{\max} = 1.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\min} = 0.40 \text{ kg/cm}^2$$

وبعدئذ يتم حساب الارتفاع والتسليح كما في التطبيق السابق ...

٣-٧-٣ تطبيق ثالث :

صمم أساساً مستمراً من البيتون العادي ، ليحمل جداراً من البلوك بعرض (30 cm) معرضاً لحمولة قدرها (18 T/m) - تحمل التربة (2 kg/cm^2) . ويعتبر الوزن الذاتي للأساس (5%) من الحمولة في المتر الطولي ...

إجهاد الشد المسموح للبيتون المطلوب ، لا يقل عن (6 kg/cm^2) .

الحل :

نفترض أن وزن الأساس في المتر الطولي (2 T) . فتكون المساحة اللازمة لكل متر :

$$100 \times B = \frac{(18 + 1) 1000}{2} \Rightarrow$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

رد فعل التربة على الأساس :

$$q = \frac{18000}{100 \times 100} = 1.8 \text{ kg/cm}^2$$

بروز الأساس عن طرف الجدار :

$$B_1 = \frac{100 - 30}{2} = 35 \text{ cm}$$

العزم على الأساس عند طرف الجدار :

$$\overline{M} = \frac{q \cdot B_1^2}{2} = 18000 \frac{(0.35)^2}{2} = 1103 \text{ kg.m}$$

ارتفاع الأساس :

$$H = \sqrt{\frac{6 \overline{M}}{b_0 \cdot \sigma_t}}$$

$$b_0 = 100 \text{ cm} \quad \overline{\sigma}_t = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = \sqrt{\frac{6 \times 110300}{100 \times 6}} = 33 \approx 35 \text{ cm}$$

يمكن إضافة (5 cm) إلى هذا الارتفاع (بدل بيتون نظافة) ، ولجعل الأساس يتحمل ما يحدث عن تموجات سطح تربة التأسيس ، أي أن (H= 40 cm) . وتصبح الأبعاد كما هو مبين أدناه . . .

40

35 30 35
100

الشكل (٣ - ٣٩)

الفصل الرابع...

الحصيرة

- ٤ - ١ معلومات أساسية .
- ٤ - ٢ التوصيات الخاصة بالحصيرة .
- ٤ - ٣ حساب الحصيرة الصلدة بالطرق التقليدية .
- ٤ - ٤ تطبيقات عددية .

الفصل الرابع

الخصيرة

٤ - ١ معلومات أساسية :

- يستخدم مصطلح الخصيرة ، للتعبير عن أساس منفرد كبير الحجم ، يحمل كافة الأعمدة والجدران ، للمنشأ المدروس . أو بصورة ثانية فهي أساس مستمر في اتجاهي مسطح المنشأ .

- إن الغاية من استخدام هذه العناصر من الأساسات ، هو التخفيف ما أمكن من الهبوط ، أو فروق الهبوط ، أو الدورانات ، التي يمكن أن تحدث بين الأساسات ، فيما لو استخدمت الأنواع المنفردة أو المشتركة ولذلك نلاحظ أن دواعي استخدام الخصيرة ، تتجلى فيما يلي :

١ - إذا كانت مساحة الأساس المنفردة اللازمة أكبر من نصف مساحة البناء المدروس .

٢ - الحمولات المطبقة على الأعمدة والجدران كبيرة .

٣ - التربة ضعيفة التحمل ، وقابلية الهبوط فيها مرتفعة أو أن المياه الجوفية فيها عالية المنسوب . أو أن خصائصها متباينة بين النقاط المختلفة ، وتحتوي على جيوب وتكهفات صغيرة

- تهمل الحسابات التقريبية للحصيرة عادة ، الجهود الناجمة عن الهبوط الجزئي في نقاطها المختلفة ، لذلك نلاحظ أن تسليح الحصيرة ، غالباً ما يكون كفيفاً .

- في الحالات التي ينطبق فيها مركز حاصلة الحمولات (N) على مركز ثقل الحصيرة ، يكون ضغط التربة عليها ، موزع بانتظام (q) وتكون المساحة الكلية اللازمة لها هي :

$$Ar = \frac{q}{\sigma_A} \quad (1-4)$$

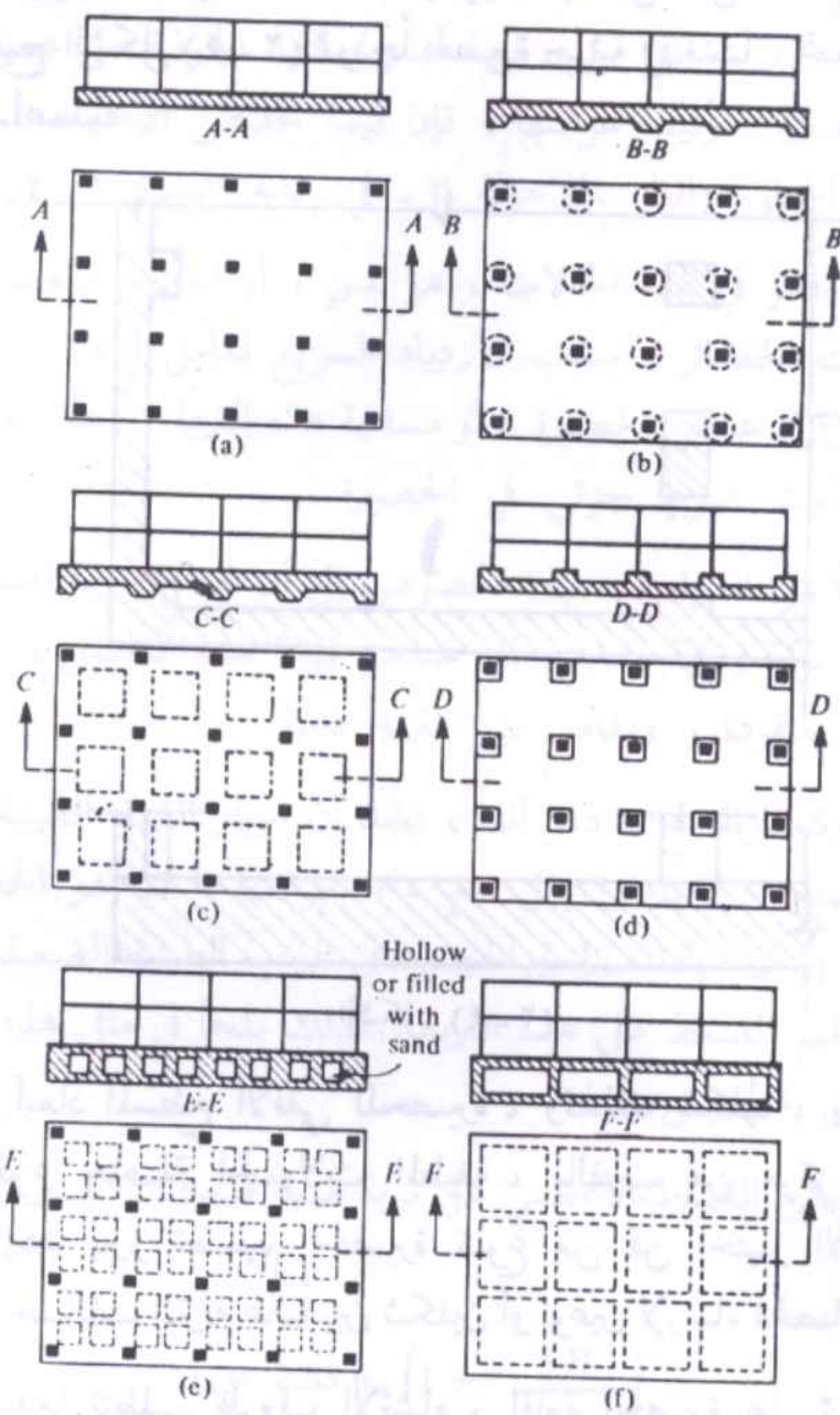
حيث (σ_A) الضغط المسموح على التربة .

هذا وتجدر الإشارة إلى أن الوزن الذاتي للحصيرة ، لا يؤخذ بالحسبان عند تقدير الحمولات المنقولة إلى التربة ، إذ يعتبر هذا الوزن مطبقاً كحمولة مباشرة على تربة التأسيس .

- تبعاً لعوامل عديدة ، يمكن أن تعتبر الحصيرة أساساً صلباً أو مرناً . . . ويختلف الحساب في كل حالة عن الأخرى . مع التنويه إلى أن موضوع هذا الفصل هو الحساب الانشائي للحصائر الصلدة بالطرق التقريبية .

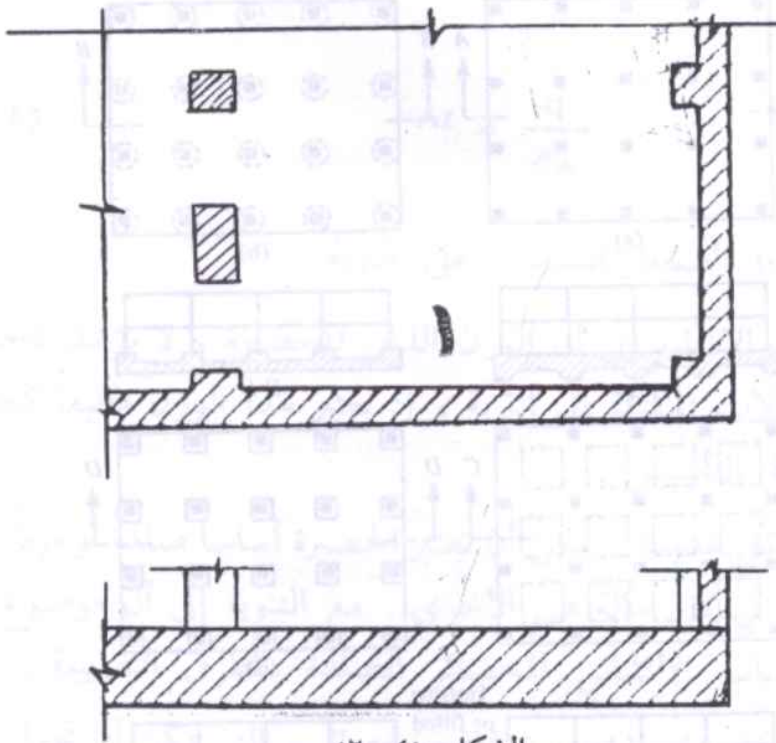
- يبين الشكل (1-4) بعض نماذج الحصائر ، التي يمكن أن تحمل منشأ كاملاً ، أو كتلة من منشأ مؤلف من عدة كتل . . . وهذه النماذج تستند مباشرة إلى التربة (إذ أن هناك بعض أنواع وأشكال الحصائر المحمولة على أوتاد) .

فالنموذج (a) . يشابه السقوف المستوية الفطرية ، التي تستند إلى أعمدة بدون تيجان (التاج هو تكبير حجم العمود عند مناطق الاتصال مع البلاطة) إلا أنها بلاطة مقلوبة ، خاضعة لحمولة موزعة على كامل مساحتها . وناجمة ضغط التماس مع التربة . . . أما النماذج (b,c,d) فهي تشابه البلاطات الجائزية باتجاهين ، والتي تتضمن جسوراً عادية أو مقلوبة . كما تمثل النماذج (c,d) بلاطات مفرغة ، (أو صندوقية) .



الشكل (٤ - ١)

هذا وتعتبر الأخيرة عالية الصلابة ، وتستخدم غالباً في حالات التربة الضعيفة ، التي لا يزيد تحملها لإجهاد الضغط عن $(0,5 \text{ Kg/Cm}^2)$ ، إضافة إلى حالات الحمولات الكبيرة للأعمدة والموزعة بشكل أقل انتظاماً .
 - يوضح الشكل (٤ - ٢) نموذجاً لحصيرة جزئية في منشأ ، تحمل قسماً من جدرانه أو أعمدته .



الشكل (٤ - ٢)

- إن أبعاد المسطح الأفقي للحصيرة ، وكذلك شكلها ، يلعبان دوراً كبيراً في وقوع حاصلة الحمولات المطبقة ، بالقرب من مركز ثقل تلك الحصيرة . وهنا يبرز تصميم الحصيرة كنوع من فن اختيار الأساسات .
 - تميز حسابات التربة غالباً بين شكلين أو نوعين لإرساء الحوائط عليها :

* فعندما تتطلب ظروف الإنشاء ، إقامة الحصيرة على تربة مفككة (رملية) ، فإنه يمكن زيادة تحمل التربة المسموح تحت الحصيرة ، إذا وجدت هناك تربة صخرية ، تحت تربة التأسيس الرملية ، بعمق لا يزيد عن نصف العرض الكلي للحصيرة ، وتشير التوصيات الفنية الخاصة بالحوائط على الترب

الرملية ، إلى أنه يجب تخفيض قيمة تحمل التربة المذكور ، في الحالات التي يرتفع فيها منسوب المياه الجوفية ، في التربة الرملية ، إلى أسفل الحصيرة ... أو عندما تغمرها المياه وهنا يتم تخفيض هذا التحمل بنسبة (50%) .

وفي الحالات التي يكون فيها منسوب المياه الجوفية على عمق يتراوح بين أسفل الحصيرة ، وقيمة عرضها ، فإن قيمة تخفيض الإجهاد المسموح تؤخذ بالتناسب الخطي (انظر الملاحظة ٣ - في نهاية الفقرة ١ - ٤) .

ومما يذكر في هذه الحالات ، هو تدني ، أو انعدام حدوث انهيار التربة الرملية تحت الحوائط ، بسبب الازدياد السريع لعامل الأمان المتعلق بتحمل التربة ، بازدياد عرض الحصيرة ، أو مسامية هذه التربة . وهذا إضافة إلى تدني احتمال حدوث هبوط جزئي في الحصيرة ...

وهنا تنوه الدراسات بهذا الخصوص إلى أن تحمل التربة المسموح لحصيرة مقامة على تربة رملية يساوي الى ضعف قيمة هذا التحمل ، فيما لو كانت الأساسات منفردة ، ومقامة على التربة ذاتها ...

* وكمقارنة مع ما ذكر آنفاً ، نجد أن انهيار الترب الطينية (الغضارية) تحت الحصيرة ، لا يتعلق (إلى حد ما) بعرضها ، كما هو الحال في الترب المفككة ، إذ أن زيادة مساحة الحصيرة في الترب الطينية الضعيفة ، لا يخفف كثيراً من قيم الضغط على هذه التربة . لذلك يلجأ في مثل هذه الحالات إلى زيادة عمق التأسيس .

- يعطى الضغط الأعظمي على تربة طينية ضعيفة ، تحت أساس حصيرة بالعلاقة :

$$\sigma_A = 2.85 \cdot \sigma_u \left(1 + \frac{3 B}{10 L} \right) \quad (٤-٢)$$

حيث :

B = عرض الحصيرة .

$L =$ طول الحصيرة .

$\sigma_u =$ الضغط الحر (الضغط البسيط) على التربة .

ويطلب عادة تحقيق معامل أمان ضد انهيار هذه التربة ، تحت الحصيرة

مساوي إلى (3) . .

- وبشكل عام تعتبر الحصيرة صلبة (وليست مرنة) حينما تستند إلى تربة ذات انضغاطية محدودة السماكة . وهذا ما يؤدي إلى امكانية اعتبار توزيع الضغوط تحتها خطياً . وذلك من أجل جميع حالات التحميل (المركزي واللامركزي) . . . كما تشير بعض نظم الحساب ، وخاصة الأمريكية منها ، إلى أن اعتبار الحصيرة كعنصر صلد ، يتطلب الأخذ بالافتراضات التالية وذلك إضافة لما ذكر أعلاه :

١ - أطراف الحصيرة صلبة ، مقارنة مع سطح تربة التأسيس . شريطة ألا يتناوب ضغط التربة عليها .

٢ - الأعمدة متقاربة (أو قريبة من بعضها) ، والحمولات أقرب لحالة التناظر .

٣ - ردود أفعال التربة ، موزعة على سطوح مستوية (على تماس مباشر مع التربة) .

٤ - صلادة الحصيرة كبيرة جداً ، أو لا متناهية .

٥ - كي تكون الحصيرة صلبة ، بحسب الكود الأمريكي (ACI-1966) ، يجب أن يكون المنشأ العلوي المستند إليها قاسياً ، كما يجب أن يكون تباعد الأعمدة أقل من $\left(\frac{1.75}{\lambda} \right)$ حيث (λ) تحسب على النحو التالي :

$$\lambda = 4 \sqrt{\frac{k_b \cdot b}{4 \cdot E_c \cdot I}} \quad (٤ - ٣)$$

$K_b =$ معامل رد الفعل على الحصيرة ، المحدد كما يلي :

$$K_b = 0,28^3 \sqrt{\frac{E_s \cdot b}{E_c \cdot I (1-\mu)^2}}$$

b = عرض شريحة من الحصىرة ، بين المراكز المتجاورة للحمولات (انظر الشكل «٤-٣»).

E_c = معامل مرونة البتون .

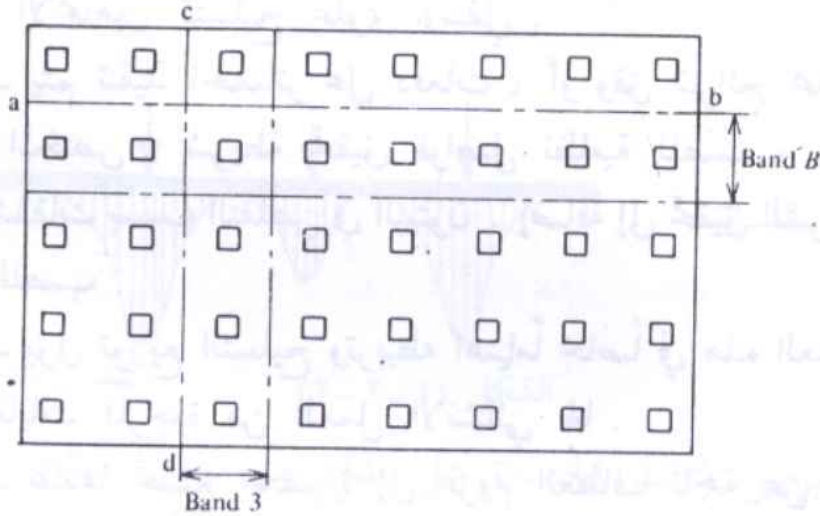
E_s = معامل مرونة التربة .

μ = معامل بواسون في التربة .

I = عزم عطالة الشريحة ذات العرض b حول المحور القصير لها .

ومن المهم هنا الإيضاح بأن الحصىرة الصلدة تخضع لأسس التصميم الستاتيكي ، وبالتالي تستخدم فيها العلاقة التالية لحساب الاجهادات :

$$\sigma = \frac{N}{A_r} \mp \frac{M_x}{I_z} \cdot Y \mp \frac{M_y}{I_y} \cdot X \quad (٤-٤)$$



الشكل (٤-٢-١)

حيث :

(X, Y) = إحداثيات أية نقطة من الحصىرة . باعتبار أن مبدأ الاحداثيات

ير من مركز ثقلها .

(I_x, I_y) = عزوم عطالة الحصىرة حول (X, Y) .

هذا ولا تطبق العلاقة السابقة ، إلا إذا كانت الحصيرة خاضعة للضغط على كامل مساحتها .

٤ - ٢ التوصيات الخاصة بالحصيرة :

يوصى حين استخدام الحصيرة الصلدة للتأسيس ، بما يلي :

١ - يجب أن تستند كل نقطة من الحصيرة مباشرة على التربة ، حين صب البيتون الطري فيها . ويجب ألا يسبب الوزن الذاتي لهذا البيتون ، أية إجهادات انعطاف حين تصلبه .

٢ - يفضل ألا يزيد بروز الحصيرة عن متر واحد من أي طرف فيها .

٣ - تسليح الحوائط عموماً ، تبعاً لمقدار وشكل التحميل عليها ، وبالتالي وفقاً لعناصرها . شريطة ألا يقل التسليح الأدنى ، عن نسب محددة ، تفرضها الاعتبارات المذكورة ، إضافة لطبيعة التربة . مع الإشارة إلى أن هذه النسب ، توزع في الاتجاهين كتسليح علوي وسفلي .

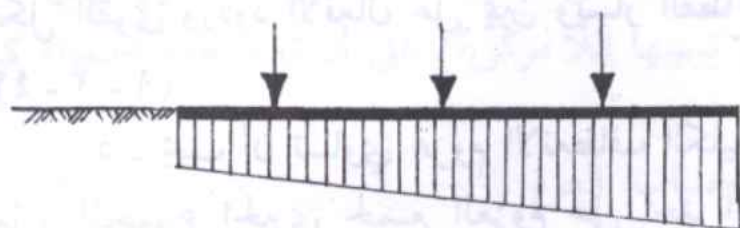
٤ - يتم تنفيذ الحوائط على دفعات ، أو وفق شرائح محددة ، يعينها المهندس المختص ، شريطة تحقيق فواصل نظامية للصب ، وضمان عدم حدوث تشققات بسبب التقلص في البيتون . إضافة إلى تحقيق الشروط النظامية الأخرى للصب .

٥ - يولى توزيع التسليح وتربيطة اهتماماً خاصاً في هذه العناصر ، بغية تحقيق الغايات المرجوة من العمل الانشائي لها .

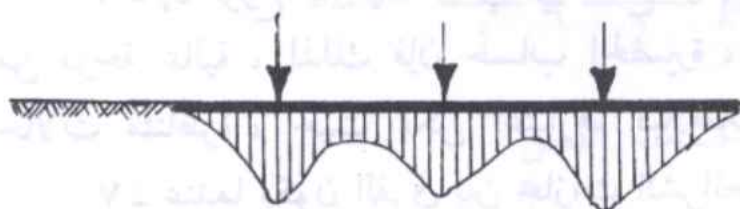
٦ - عندما تخضع الحصيرة إلى عزوم انعطاف ناجمة عن دفع الرياح للمنشأ ، فإنه يمكن تصعيد الاجهادات المسموحة لضغط التربة بنسبة (25%) ، والاجهادات المسموحة للبيتون بمقدار ثلث قيمتها ، وذلك قياساً بالحالة التي لا تؤثر فيها الحمولات المذكورة على المنشأ .

٧ - عندما يتم تصميم الحوائط على تربة غضارية طرية ، فإن توزيع الاجهادات تحتها ، يتغير مع الزمن ، لذلك يوصى بتصميمها لأسوأ الحالات التي يمكن أن تتعرض لها .

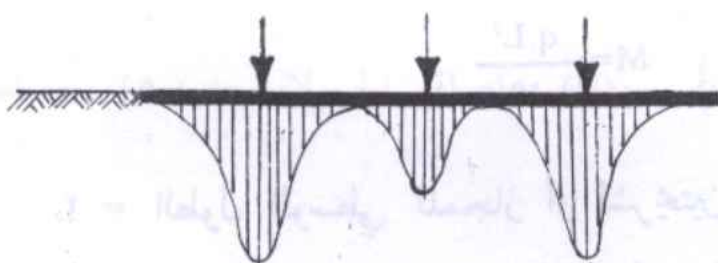
٨ - يوضح الشكل (٤ - ٢ - ٢) ، كيفية توزيع ردود فعل التربة الحقيقية ، عند التأسيس على أنواع مختلفة منها . ويستنتج من ذلك أن التصميم وفق نظريات المرونة في حالات الترب القاسية ، والعالية القساوة ، يكون أكثر اقتصادية ، في حين أن استخدام التصميم بالطرق التقريبية ، عندما تكون التربة لينة ، لا يؤثر على النتائج كثيراً .



تربة لينة



تربة قاسية



تربة عالية القساوة

الشكل (٤ - ٢ - ٢)

٩ - يوصى بتنفيذ الحصيرة على طبقة من بيتون النظافة ، يحددها المصمم ، تسمح بحركة العمال وتنقلهم دون إحداث أي ضرر بالتسليح .

٤ - ٣ حساب الحصيرة الصلدة بالطرق التقليدية :

يوجز الحساب التقليدي لهذه الأنواع بما يلي :

- ١ - يحدد مركز ثقل الحصيرة ، ومركز حاصلة الحمولات عليها ، وتحسب اللامركزية في الاتجاهين (e_x, e_y) .

٢ - تحدد الاجهادات في زوايا الحاصرة (أو في أية نقطة نريد) بالعلاقة (٤ - ٤) ويقارن الاجهاد الأعظمي بقيمة الاجهاد المسموح للتربة .
٣ - يحلل عمل الحاصرة إلى كلا الاتجاهين المتعامدين (انظر التطبيقات العددية) .

٤ - يجب أن يساوي القص الكلي المؤثر على قطاع ما ، المجموع الجبري لكل القوى وردود الأفعال على يمين ويسار القطاع المدروس . انظر الشكل (١ - ٢ - ٤) .

٥ - يجب أن تساوي عزوم الانعطاف الكلية المؤثرة على قطاع (شريحة) ما ، المجموع الجبري لجميع العزوم على أحد الجانبين للقطاع المدروس .
٦ - إن توزع الاجهادات في أي قطاع أو شريحة ، هو مسألة غير محددة من درجة عالية ، لذلك فإن حساب الحاصرة ، يبسط عملياً بتحليلها إلى حالات متناظرة ، حيث يمكن اعتبارها كبلاطات تعمل باتجاهين ...
٧ - عندما يكون الفرق بين مجازات الشرائح أقل أو يساوي إلى (20%) فإن العزم الأعظمي ، يمكن أن يحسب تقريباً من العلاقة :

$$M = \frac{q \cdot L^2}{10} \quad (٥ - ٤)$$

L = الطول الوسطي للمجاز أو لشريحتين متجاورتين .
وتعامل كل شريحة كجائز خاضع لضغط التماس مع التربة .
ومن الملاحظ أنه في معظم الأحيان ، لا تكون الشرائح متوازنة استاتيكية ، أي لا تكون الحمولات الموزعة الناجمة عن رد فعل التربة ، مساوية إلى حمولات الأعمدة . وذلك بسبب فروقات القص فيها ..
إلا أن التقريب في حساب العزم من العلاقة (٤ - ٥) كافٍ لتحقيق الأمان . أي أنه يحتاج إلى سماكات تكون غالباً محققة للقص .
- يجب على المصمم ، التحقق التقريبي من القص لكل شريحة ، ومن الثقب لكل عمود ..

- من أكثر أنواع الحوائط استخداماً ، تلك الموضح نماذج عنها في التطبيقات العددية التالية .

* ملاحظة :

من أبسط طرق الحساب التقريبي ، هي اعتبار أن الحمولة الوسطية المطبقة على الحصيرة ، ناجمة فقط عن الحمولات الشاقولية المركزية (أي مع إهمال عزوم الانعطاف التي تسببها اللامركزية) على أن تعتبر هذه الحمولة كما يلي :

- الحمولة المكافئة لحساب العزم :

$$q_M = \frac{2q}{3} \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)_{\max}$$

- الحمولة المكافئة لحساب القص :

$$q_s = \frac{q}{2} \cdot \left(\frac{l_1 + l_2}{2} \right)_{\max}$$

حيث $\left(q = \frac{N}{A_r} \right)$ حاصله الحمولات ، (A_r) مساحة الحصيرة .

$$(l_1, l_2)_{\max} = \text{المجازات الأعظمية في الاتجاهين } (X, Y) .$$

٤ - ٤ تطبيقات عددية :

٤ - ٤ - ١ تطبيق أول :

أولاً :

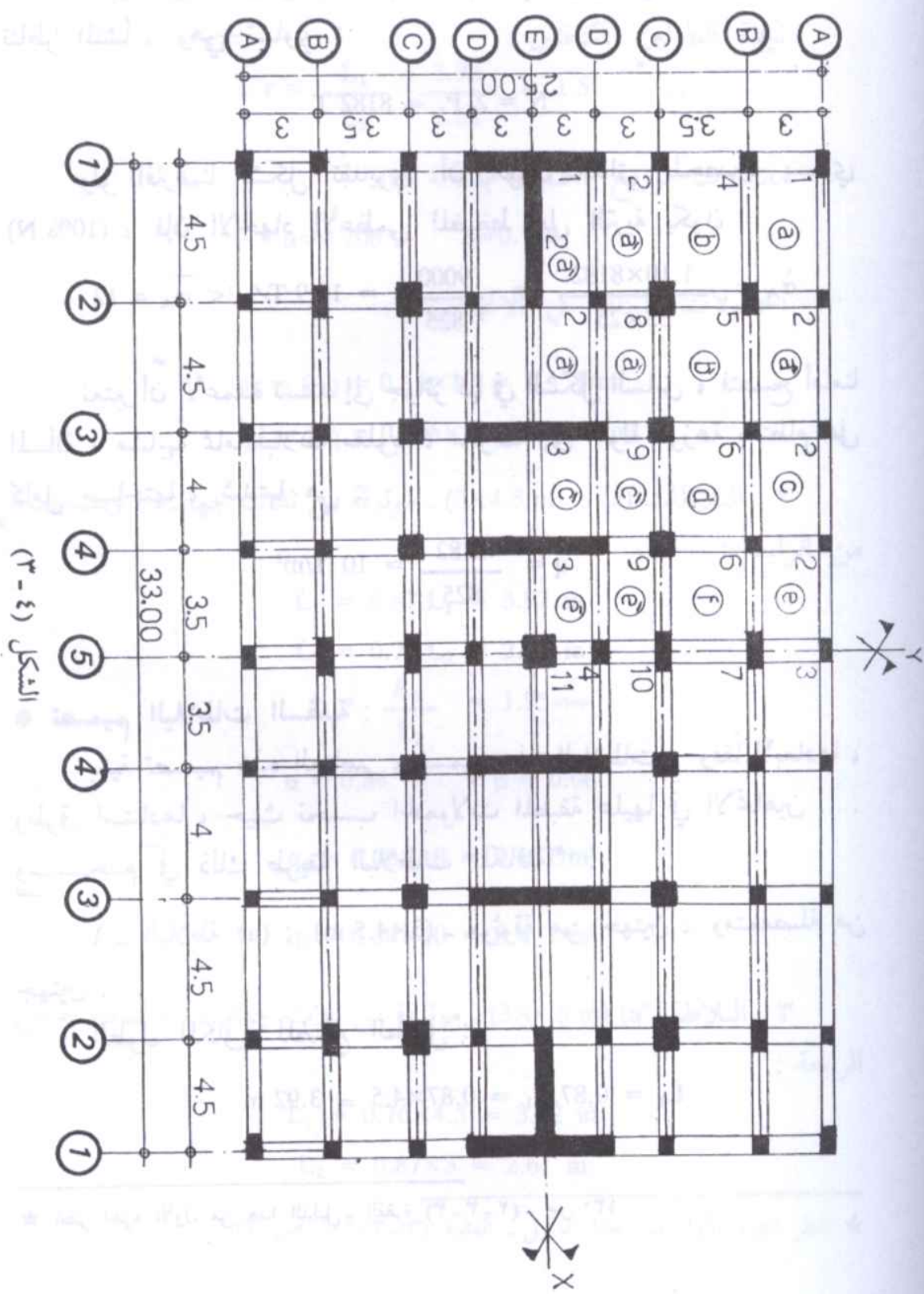
يطلب تصميم أساس حصيرة للجدران والأعمدة في المبنى المتناظر ، الموضح مسقطه الأفقي في الشكل (٤-٣) . إذا كانت المقاومة المميزة للبيتون المطلوب استخدامه ، لاتقل عن $(f_c = 180 \text{ Kg/Cm}^2)$. وكان الفولاذ أملساً ،

عادي المقاومة ، لا يقل حد مرونته عن ($f_y=2400 \text{ Kg/Cm}^2$) . مع العلم بأن أبعاد وحولات الأعمدة والجدران ، موضحة في الجدول أدناه . وأن تحمل التربة المسموح هو ($\sigma_A=1.2 \text{ Kg/Cm}^2$) .

ثانياً :

يطلب إعادة تصميم هذا الأساس ، إذا تعرض المنشأ ، لعزم انعطاف ناجم عن أحمال الرياح ، قدره ($M_w=5000 \text{ T.m}$) مطبقاً على المحور (Y-Y) وباتجاهه وذلك عند منسوب التأسيس .

اسم العنصر	أبعاده (Cm)	الحمولة عليه (Pi)
العمود C_1	30×45	70 T
العمود C_2	30×30	50 T
العمود C_3	30×40	60 T
العمود C_4	40×40	80 T
العمود C_5	40×50	110 T
العمود C_6	40×40	90 T
العمود C_7	40×60	125 T
العمود C_8	50×60	140 T
العمود C_9	50×50	130 T
العمود C_{10}	40×60	135 T
العمود C_{11}	60×60	180 T
الجدار W_1	40×630	200 T/m
الجدار W_2	30×480	160 T/m
الجدار W_3	30×630	155 T/m



الشكل (٣-٤)

* حل الطلب الأول :

تعتبر حاصلة الحمولات (N) ، مطبقة في مركز ثقل الشكل .
تناظر المنشأ ، وهي تساوي :

$$N = \Sigma P_i = 8182 \text{ T}$$

ولو افترضنا بشكل تقديري أن الوزن الذاتي للحصيرة يساوي (10% N) ، فإن الاجهاد الأعظمي للضغط على التربة يكون :

$$\bar{\sigma}_A = \frac{1.10 \times 8182}{33 \times 25} = \frac{9000}{825} = 10.9 \text{ T/m}^2 < \bar{\sigma}_A = 12$$

نعتبر أن الأعمدة تستند إلى جوائز كما في الشكل السابق ، فتصبح أمامنا المسألة ، مشابهة تماماً لبلاطة مقلوبة ، معرضة إلى حمولة موزعة بانتظام على كامل مساحتها ، شدتها هي :

$$q = \frac{8182}{825} \approx 10 \text{ T/m}^2$$

* تصميم البلاطات السفلية :

بغية تصميم هذه العناصر ، نسمي هذه البلاطات ، وفقاً لأبعادها ، وطرق استنادها ، حيث نحسب الحمولات المطبقة عليها في الاتجاهين ... وسنستخدم في ذلك طريقة البلاطات المكافئة (*) .

١ - البلاطة (a) : (3×4.5 m) - موثوقة من جهتين ، ومتفصلة من جهتين .

الطول المكافئ للضلع الطويل :

$$\bar{L}_1 = 0.87.L_1 = 0.87 \times 4.5 = 3.92 \text{ m}$$

★ انظر الجزء الأول من هذا الدليل - الفقرة (٣-٣-٢) - ص ١٣٠ .

الطول المكافئ للضلع القصير :

$$\dot{L}_2 = 0.87.L_2 = 0.87 \times 3 = 2.61 \text{ m}$$

نسبة الطولين المكافئين :

$$r = \frac{\dot{L}_1}{\dot{L}_2} = \frac{3.92}{2.61} = 1.5$$

معاملات توزيع الحمولة بدلالة r :

$$\alpha = 0.706 \quad \beta = 0.140$$

الحمولات المكافئة في الاتجاهين :

$$q_1 = \beta.q = 0.14 \times 10 = 1.4 \text{ T/m}^2$$

$$q_2 = \alpha.q = 0.706 \times 10 \approx 7.1 \text{ T/m}^2$$

٢ - البلاطات (à) : $(3 \times 4.5 \text{ m})$ - موثوقة من ثلاث جهات ، وتمتفصلة

من الرابعة :

$$\dot{L}_1 = 0.87.L_1 = 3.92 \text{ m}$$

$$\dot{L}_2 = 0.76.L_2 = 2.01 \text{ m}$$

$$r = \frac{\dot{L}_1}{\dot{L}_2} = 1.95$$

$$\alpha = 0.84 \quad \beta = 0.06$$

$$q_1 = 0.06 \times 10 = 0.6 \text{ T/m}^2$$

$$q_2 = 0.84 \times 10 = 8.4 \text{ T/m}^2$$

٣ - البلاطة (a") $(3 \times 4.5 \text{ m})$ - موثوقة من ثلاث جهات ، وتمتفصلة من

الرابعة :

$$\dot{L}_1 = 0.76 \times 4.5 = 3.42 \text{ m}$$

$$L_2 = 0.87 \times 3 = 2.61 \text{ m}$$

★ انظر الجزء الأول من هذا الدليل - الفقرة (٣-٣-٢) - ص ٢٣٠.

$$r = 1.3 \Rightarrow$$

$$\alpha = 0.606 \quad \beta = 0.212$$

$$q_1 \approx 2.2 \text{ T/m}^2$$

$$q_2 \approx 6.1 \text{ T/m}^2$$

وبنفس هذه الطريقة ، يمكن اجمال الحمولات على البلاطات في الاتجاهين ، كما في الجدول التالي :

البلاطة	a	a'	a''	b	b'	c	c'	d	e	e'	f
الحمولة بالاتجاه القصير (q ₁) T/m ²	7.1	8.4	6.1	7.2	5.1	5.1	6.2	4.8	4.0	6.1	4.0
الحمولة بالاتجاه الطويل (q ₂) T/m ²	1.4	0.6	2.2	1.0	2.8	2.8	1.9	3.1	4.0	2.0	4.0

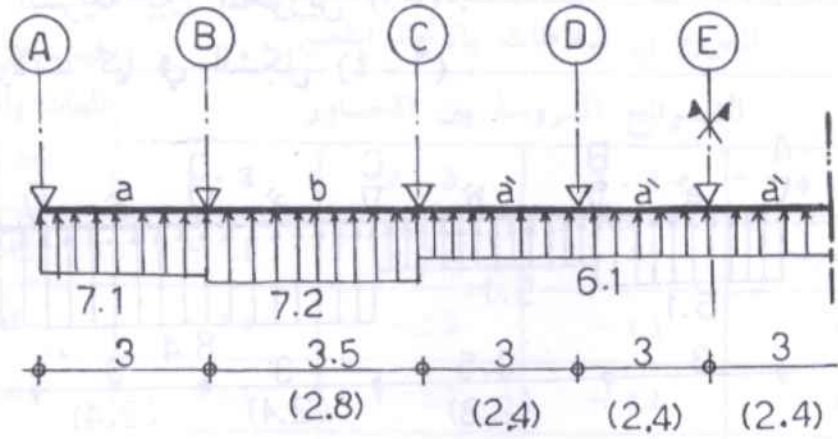
بعدئذٍ ، نحسب العزوم في البلاطات ، من خلال دراسة شرائح في الاتجاهين (X-Y) بعرض (B=1 m) ، على النحو التالي :

١ - الشرائح في الاتجاه القصير :

أ - شريحة بين المحورين (1-2) :

إن توزيع الحمولات على هذه الشريحة ، موضح في الشكل (٤ - ٤) .
وهنا سنعتبر أن المجاز (AB) يتلقى حمولة قدرها (7.2 T/m) . أي معادلة لحمولة المجاز (BC) . حيث نحسب بعد ذلك عزوم المساند بأية طريقة ...
وسنستخدم في ذلك طريقة كاكو* .

★ انظر الجزء الثاني من الدليل - الفقرة (٢-٢) - ص ٣٥ .



الشكل (٤ - ٤)

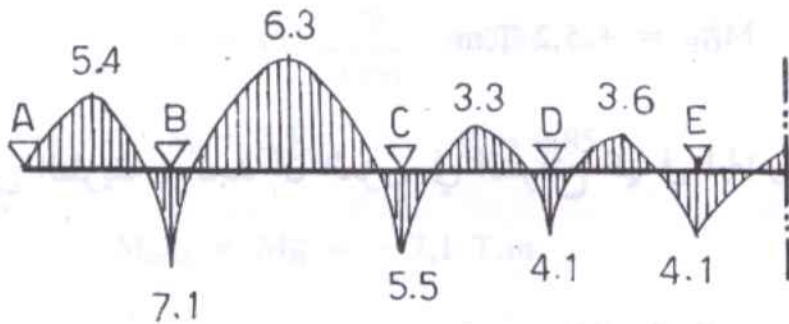
$$M_B^- = - 7,2 \frac{(3)^3 + (2,8)^3}{8,5(3+2,8)} = - 7.149 \text{ T.m}$$

$$M_C^- = - \frac{7,2(2,8)^3 + 6,1(2,4)^3}{8,5(2,8+2,4)} = - 5,484 \text{ T.m}$$

$$M_D^- = - 6,1 \frac{(2,4)^2}{8,5} = - 4.134 \text{ T.m}$$

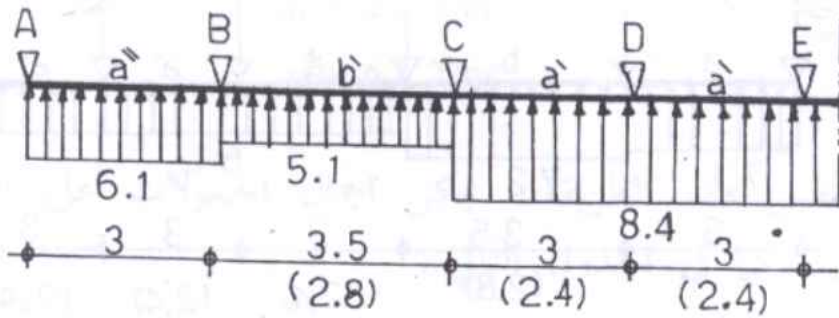
$$M_E = M_D = - 4.134 \text{ T.m}$$

ويصبح شكل مخطط العزوم على الشريحة كما هو موضح أدناه ، مع ملاحظة أنه يمكن تخفيض هذه العزوم ، عند حساب عزوم المجازات .



الشكل (٤ - ٥)

ب - الشريحة بين المحورين (2-3) :
الحمولات كما في الشكل (٦ - ٤) .



الشكل (٦ - ٤)

$$M_B^- = - \frac{6,1(3)^3 + 5,1(2,8)^3}{8,5(30012,8)} = - 2,3 \text{ T.m}$$

$$M_C^- = - \frac{1,5(2,8)^3 + 8,4(2,4)^3}{8,5(2,8 + 2,4)} = - 5,2$$

$$M_D^- = M_E^- = - \frac{8,4(2,4)^2}{8,5} = - 5,7$$

$$M_{AB}^+ = + 5,5 \text{ T.m}$$

$$M_{BC}^+ = + 4,9 \text{ T.m}$$

$$M_{CD}^+ = + 5,4 \text{ T.m}$$

$$M_{DE}^+ = + 5,2 \text{ T.m}$$

وبنفس الطريقة ، نجد أن العزوم في الشرائح كما في الجدول التالي :

قيم العزوم في المساند والمجاذات (T.m)	العزوم في البلاطات بالاتجاه ايقصير			
	الشرائح المدروسة بين المحاور			
	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5
M_B^-	- 7.1	- 3.4	- 4.9	- 4.4
M_C^-	- 5.5	- 5.2	- 4.3	- 3.9
M_D^-	- 4.1	- 5.7	- 4.2	- 4.1
M_E^-	- 4.1	- 5.7	- 4.2	- 4.1
M_{AB}^+	5.4	5.5	3.9	2.9
M_{BC}^+	6.3	4.9	3.9	4.5
M_{CD}^+	3.3	5.4	3.7	4.2
M_{DE}^+	3.6	5.2	4.8	4.9

وقبل حساب العزوم في الاتجاه الطويل ، نحدد الارتفاع اللازم لبلاطة الحصىة ونحسب التسليح في الاتجاه القصيرة ، وفقاً لمعطيات الجدول السابق .

فلدينا :

$$\sigma_b = 0,4 f_c \approx 70 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\sigma_s = 0,55 f_y \approx 1300 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\gamma_o = 15 \frac{70}{1300} = 0,81 \Rightarrow$$

$$\gamma_h = 2,30$$

$$\gamma_z = 0,85$$

$$M_{\max} = M_B^- = - 7,1 \text{ T.m}$$

الارتفاع الفعال اللازم :

$$d = 2,3 \sqrt{\frac{7,1 \times 10^5}{100 \times 70}} = 23 \text{ Cm}$$

نستخدم ارتفاعاً كلياً للبلاطة قدره (H=30 Cm) ...

التسليح من أجل العزم الأعظمي :

$$A_s = \frac{7,1 \times 10^5}{0,85 \times 23 \times 1300} \times 28 \text{ Cm}^2/\text{m}^2 (9\phi 20/\text{m})$$

وهكذا ننظم التسليح في الاتجاه القصير للبلاطات كما في الجدول التالي :

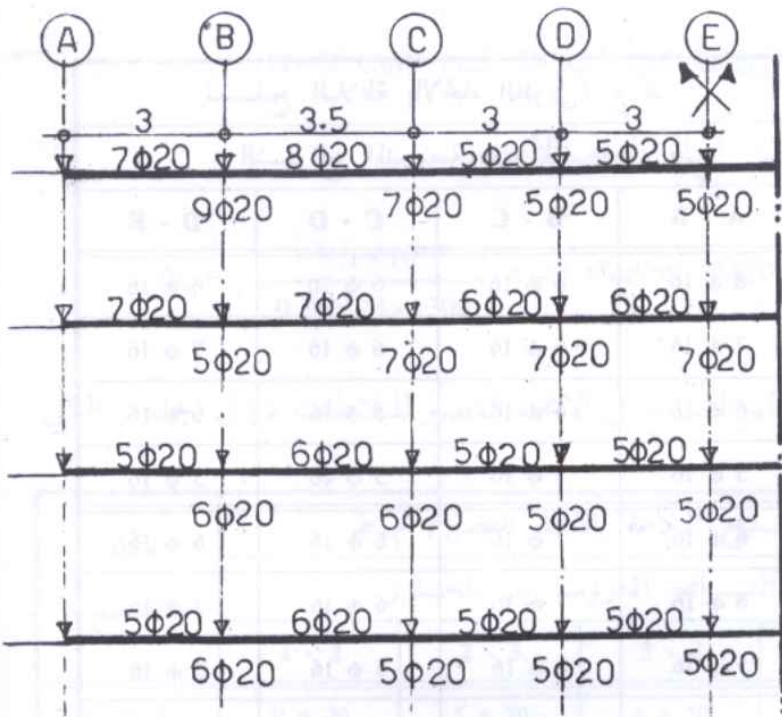
مكان التسليح	تسليح البلاطة بالاتجاه القصير / م. ط			
	الشرائح المدروسة بين المحاور			
	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5
المسند B	9 ϕ 20	5 ϕ 20	6 ϕ 20	6 ϕ 20
المسند C	7 ϕ 20	7 ϕ 20	6 ϕ 20	5 ϕ 20
المسند D	5 ϕ 20	7 ϕ 20	5 ϕ 20	5 ϕ 20
المسند E	5 ϕ 20	7 ϕ 20	5 ϕ 20	5 ϕ 20
المجاز AB	7 ϕ 20	7 ϕ 20	5 ϕ 20	5 ϕ 20
المجاز BC	8 ϕ 20	6 ϕ 20	6 ϕ 20	6 ϕ 20
المجاز CD	5 ϕ 20	6 ϕ 20	5 ϕ 20	5 ϕ 20
المجاز DE	5 ϕ 20	6 ϕ 20	5 ϕ 20	5 ϕ 20

وبنفس هذه الخطوات نحسب العزوم في الاتجاه الطويل ، ونوجد التسليح لمختلف الشرائح في هذا الاتجاه ، حيث نحصل على الجدول التالي :

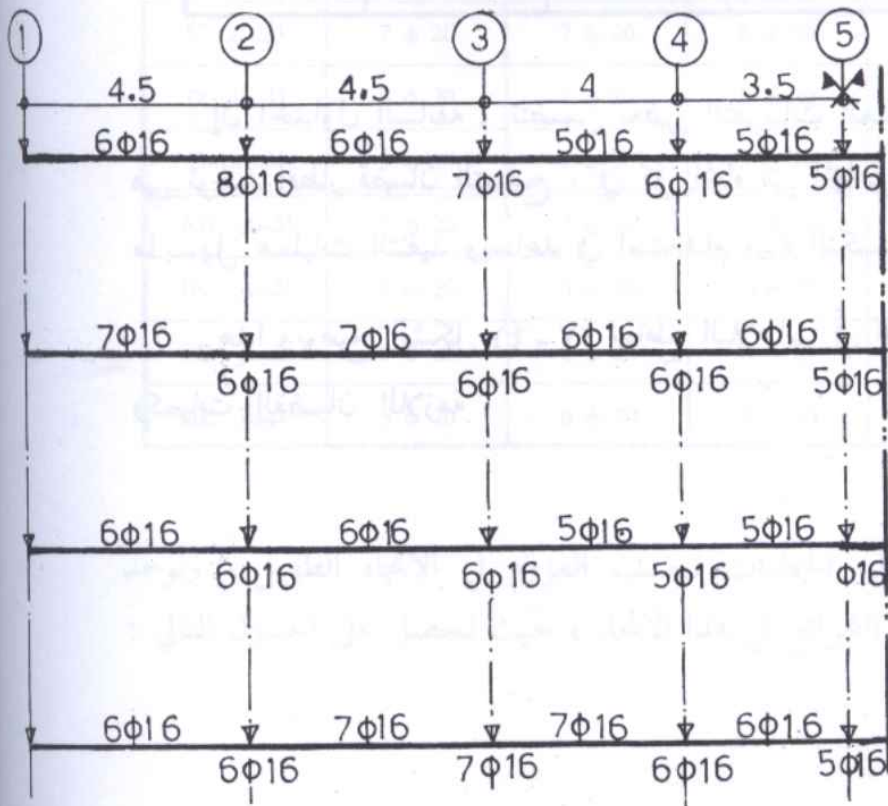
مكان التسليح	تسليح البلاطة بالاتجاه الطويل / م.ط			
	الشرائح المدروسة بين المحاور			
	A - B	B - C	C - D	D - E
المسند 2	8 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16
المسند 3	7 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16	7 ϕ 16
المسند 4	6 ϕ 16	6 ϕ 16	5 ϕ 16	6 ϕ 16
المسند 5	5 ϕ 16	5 ϕ 16	5 ϕ 16	5 ϕ 16
المجاز 1-2	6 ϕ 16	7 ϕ 16	6 ϕ 16	6 ϕ 16
المجاز 2-3	6 ϕ 16	7 ϕ 16	6 ϕ 16	7 ϕ 16
المجاز 3-4	5 ϕ 16	6 ϕ 16	5 ϕ 16	7 ϕ 16
المجاز 4-5	5 ϕ 16	6 ϕ 17	5 ϕ 16	6 ϕ 16

إن الجداول السابقة ، تتضمن بعض التقريبات العددية ، الغاية منها هي توحيد أقطار قضبان التسليح ، في كل اتجاه من اتجاهي البلاطة . وهذا مايسهل عمليات التنفيذ ويساعد في استخدام ميزة التكميخ بشكل جيد .

هذا ويوضح الشكل (٤ - ٧) مقاطع البلاطات في الاتجاهين ، وأقطار وكميات القضبان اللازمة .



مقاطع في البلاطات
بالاتجاه القصير توضح
كميات قضبان التسليح
وأقطارها في المتر الطولي
من المقطع المدرّوس .



مقاطع في البلاطات
بالاتجاه الطويل، توضح
كميات قضبان التسليح
وأقطارها في المتر الطولي
من المقطع المدرّوس .

الشكل (٤-٧)

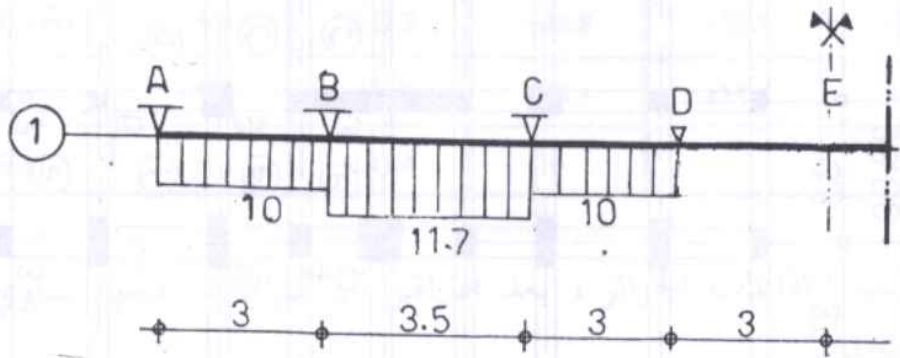
* تصميم جوائز الحاصرة :

أولاً - الجوائز القصيرة :

لحمولات المكافئة لحساب العزم (من كل بلاطة) $(q_M)_i = \frac{1}{3} \cdot q \cdot L_i$

لحمولات المكافئة لحساب القص (من كل بلاطة) $(q_S)_i = \frac{1}{4} \cdot q \cdot L_i$

فمن أجل حساب الجوائز على العزوم ، نجد مثلاً أنه من أجل الجائزة (1) «تحت المحور 1» تكون الحمولات ، هي كما في الشكل (٤ - ٨) :



الشكل (٤ - ٨)

وتكون العزوم من أجل هذه القيم (بعد أخذ تخفيض العزوم في المساند عند حساب عزوم المجازات بالاعتبار) كما يلي :

$$\overline{M_e} = - 10.7 \text{ T.m}$$

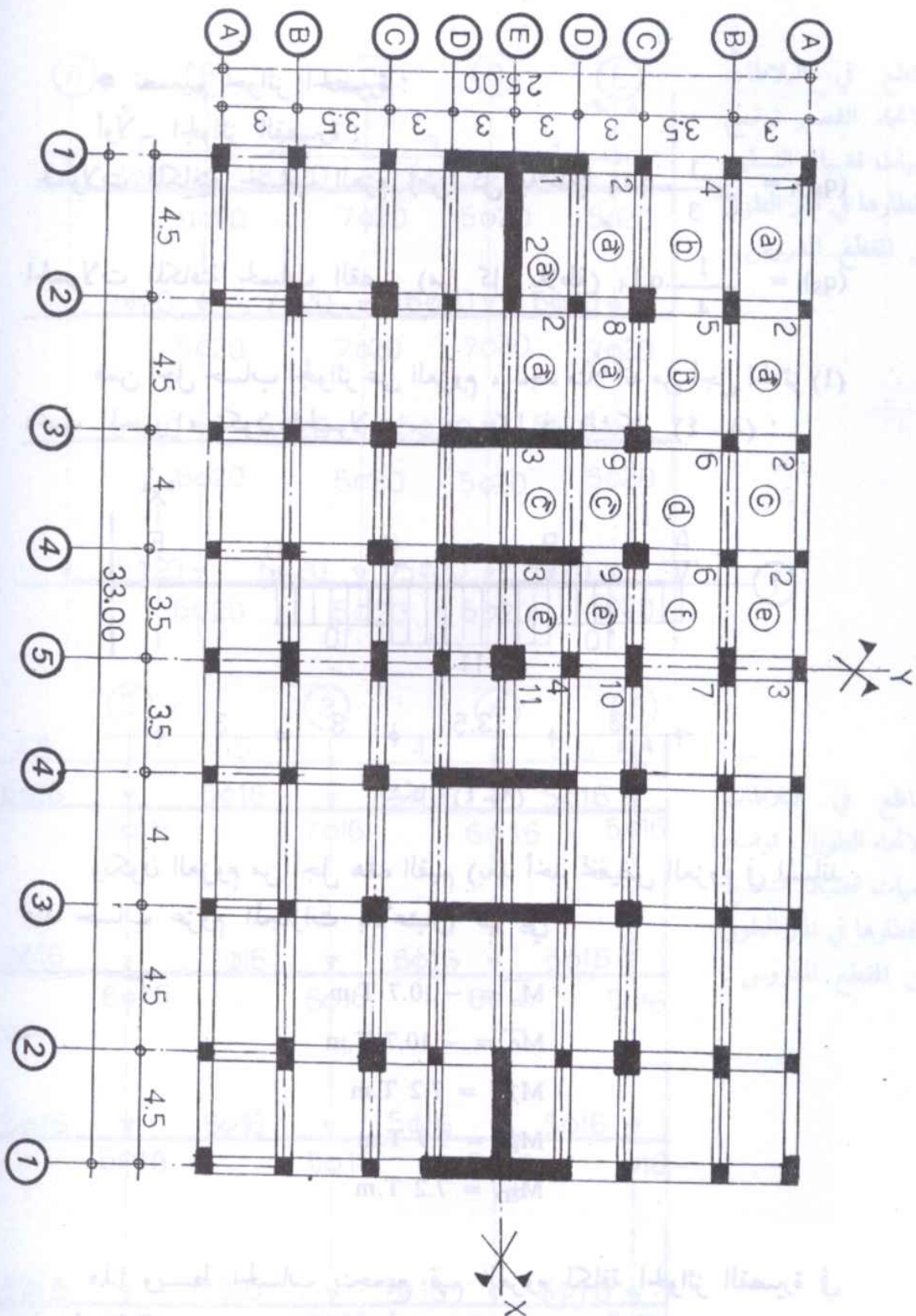
$$\overline{M_e} = - 10.7 \text{ T.m}$$

$$M_{AB}^+ = 7.2 \text{ T.m}$$

$$M_{BC}^+ = 9.9 \text{ T.m}$$

$$M_{ED} = 7.2 \text{ T.m}$$

هذا ويبسط الحساب بتجميع قيم العزوم لكافة الجوائز القصيرة في الجدول التالي :



الشكل (٩-٤)

قيم العزوم في المساند والمجازات (T.m)	العزوم في الجوائز القصيرة ، عند المحاور				
	1	2	3	4	5
$M_{\bar{B}}$	-10.7	-21.5	-21.5	-21.5	-21.5
$M_{\bar{C}}$	-10.7	-21.5	-21.5	-21.5	-21.5
$M_{\bar{D}}$	-	-13.5	-	-	-13.5
$M_{\bar{E}}$	-	-	-	-	-13.5
M_{AB}^{+}	+7.2	+14.5	+14.5	+14.5	+14.5
M_{BC}^{+}	+9.9	+19.7	+18.8	+18.8	+19.7
M_{CD}^{+}	+7.2	+9.4	+14.4	+14.4	+9.4
M_{DE}^{+}	-	+12.4	-	-	+12.4

نحسب ارتفاعات الجوائز ، بعد افتراض أن سماكات جميعها تساوي (40 cm) فنجد :

- الجائز (1) : $M_{\max} = 10.7 \text{ T.m}$

$$d = 2.3 \sqrt{\frac{10.7 \times 10^5}{40 \times 70}} = 45 \text{ cm}$$

نعتبر الارتفاع الكلي $H = 55 \text{ cm}$

- بقية الجوائز :

$$M_{\max} = 21.5 \text{ T.m}$$

$$d = 64 \text{ cm}$$

$$H = 70 \text{ cm}$$

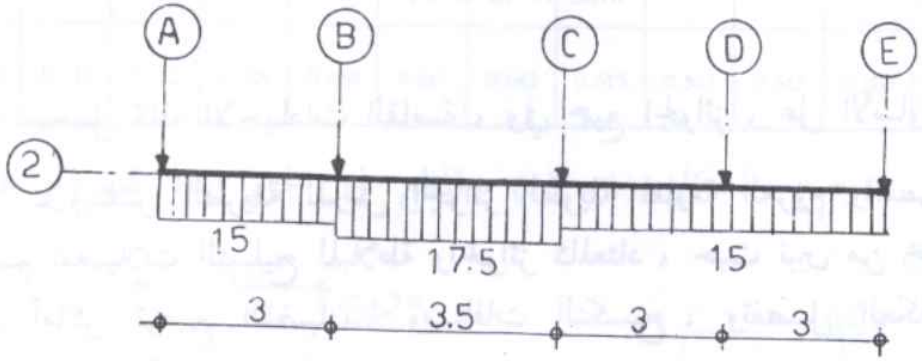
- أما التسليح عند المساند ، وفي المجازات ، فنجده من العلاقة :

حيث
الرقمية ، لا
بشكل (T) .

أو (4 ϕ 10) في



أما من أجل القص ، فإننا نجد أن الجوائز القصيرة الداخلية متقاربة في الحمولات ، لذلك نحسب كنموذج الجائز (2) ، حيث نجد أن الحمولات المكافئة للقص على هذا الجائز ، كما هي موضحة في الشكل (٤ - ١١) .



الشكل (٤ - ١١)

ولإيجاد مخطط القص نحسب ردود الأفعال لهذا الجائز ، حيث نجد :

$$R_A = 18 \text{ T}$$

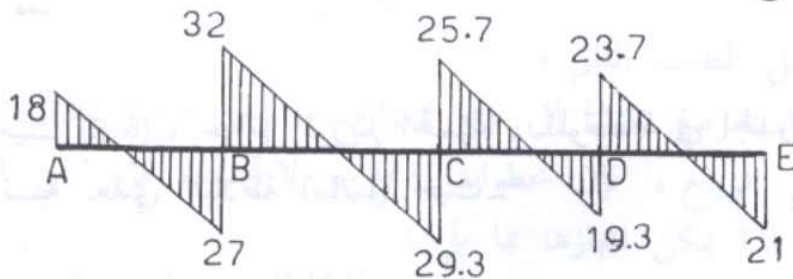
$$R_B = 59 \text{ T}$$

$$R_C = 55 \text{ T}$$

$$R_D = 43 \text{ T}$$

$$R_E = 21$$

ويصبح مخطط القص للجائز كما يلي :



الشكل (٤ - ١٢)

إجهاد القص الأعظمي في المجاز (B_c) على بعد ($d/2$) من وجه المسند (B) هو :

$$\tau = \frac{30000}{0.85 \times 40 \times 64} = 13.8 \text{ kg/cm}^2$$

نحمل كافة الاجهادات القاصة ، وفي جميع الجوائز ، على الأساور .
 - وبنفس الطريقة ندرس الجوائز الطويلة لمقاومة العزوم والقص ،
 ونرسم تفصيلات التسليح للبلاطة والجوائز كالمعتاد ، حيث نبين من خلال
 ذلك أماكن توضع القضبان ، ومسافات التكميخ ، وتفصيل العكفات
 وغيرها ...
 (انظر الشكل ٤-١٣) الذي يوضح مقاطع في بعض الجوائز .

* ملاحظة :

- إن الحملات المكافئة لحساب العزم والقص على الجوائز الطويلة ،
 يمكن إيجادها بدلالة البعد الأصغر لكل بلاطة (L_i) كما يلي :

$$(q_M)_i = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot q \cdot L_i$$

$$(q_s)_i = \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot q \cdot L_i$$

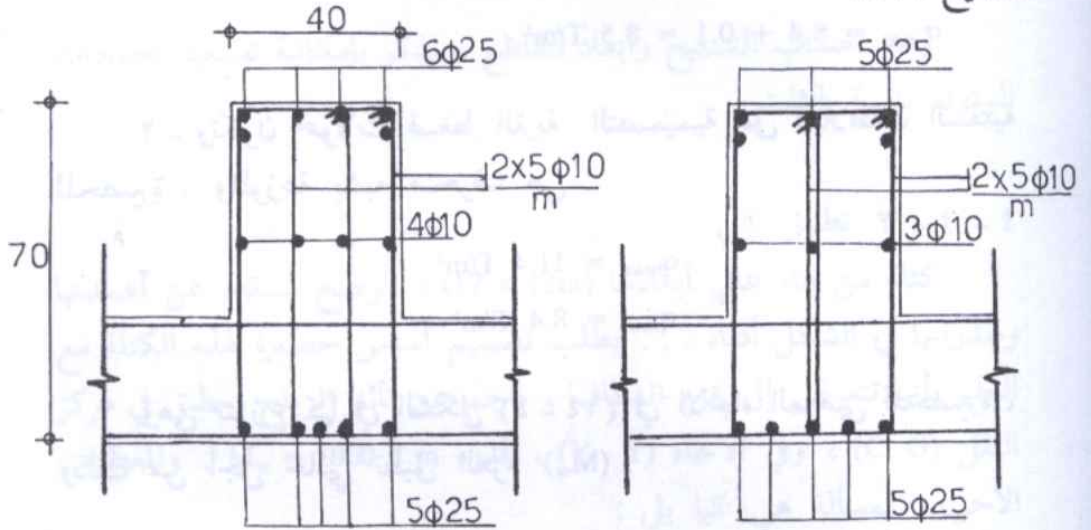
حيث (α, β) ، عوامل توزيع الحمولة ، الموضحة في الجدول التالي ،
 بدلالة نسبة بعدي البلاطة (L_i/L_i) حيث :

L_i = البعد الطويل للبلاطة

L_i = البعد القصير للبلاطة

2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0	L/L_1
0.917	0.908	0.897	0.885	0.870	0.852	0.829	0.803	0.769	0.625	0.667	α
0.750	0.737	0.722	0.706	0.688	0.667	0.643	0.615	0.583	0.545	0.500	β

- يوضح الشكل (٤-١٣) مقاطع في الجائز (2) كنموذج عن التسليح



مقطع في الجائز (2) عند
منتصف المجاز (BC)

مقطع في الجائز (2) عند
منتصف المجاز (AB)

* حل الطلب الثاني ؛

عندما يتعرض المنشأ إلى عزم انعطاف خارجي ($M_w = 1500 \text{ T.m}$) ، نتيجة لدفع الرياح ، فإن خطوات الحل ، لا تختلف كثير عن الطلب الأول ... لذا يمكن ايجازها بما يلي :

١ - يتم حساب اللامركزية الناجمة ، وبالتالي الاجهادات تحت الحصرية ، فدراسة مقطع منهم بالاتجاه القصير نجد أن هذه الاجهادات ، من الحمولات الخارجية ، ومن الوزن الذاتي هي :

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{8182}{33 \times 25} \left(1 \mp \frac{6\ell}{25}\right) + \frac{818,2}{33 \times 25} \text{ T/m}^2$$

$$\ell = \frac{M_w}{N} = \frac{5000}{8182} = 0.611 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 11.4 + 0.1 = 11.5 \text{ T/m}^2 < \frac{4}{3} \sigma_A = 16 \text{ T/m}^2$$

انظر البند ٦ - من الفقرة (٤ - ٢) .

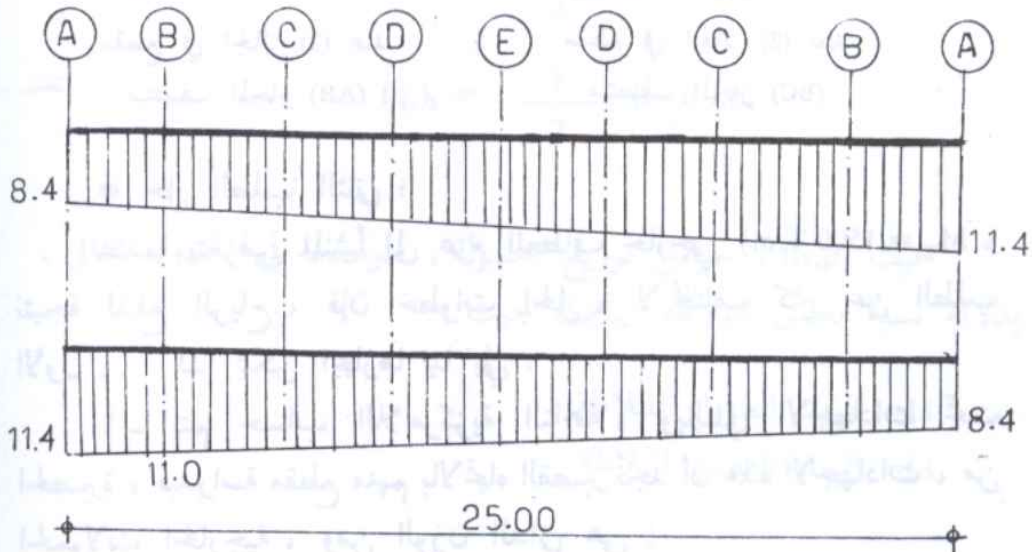
$$\sigma_{\min} = 8.4 + 0.1 = 8.5 \text{ T/m}^2$$

٢ - وتكون حمولات ضغط التربة التصميمية على البلاطات السفلية للحصيرة ، والموزعة بشبه منحرف هي :

$$q_{\max} = 11.4 \text{ T/m}^2$$

$$q_{\min} = 8.4 \text{ T/m}^2$$

وهي تتوزع كما في الشكل (٤ - ١٤) في الاتجاه العرضي للحصيرة ، وذلك من أجل حالتي تطبيق العزم (M_w) .



الشكل (٤ - ١٤)

٣ - يجري حساب كل من البلاطات لمقاومة العزوم ، والجوائز القصيرة والطويلة لمقاومة إجهادات القص والعزوم ، كما في الطلب الأول تماماً ، مع الإشارة الى أن الحمولات المطبقة على البلاطات في هذه الحالة ، تؤخذ كوسطي للحمولات على طرفيها ... فمثلاً تعتبر الحمولة الوسطية على البلاطات الواقعة بين المحورين (A-B) هي وسطي قيمتي الضغط على طرفي هذين المحورين ، أي أن :

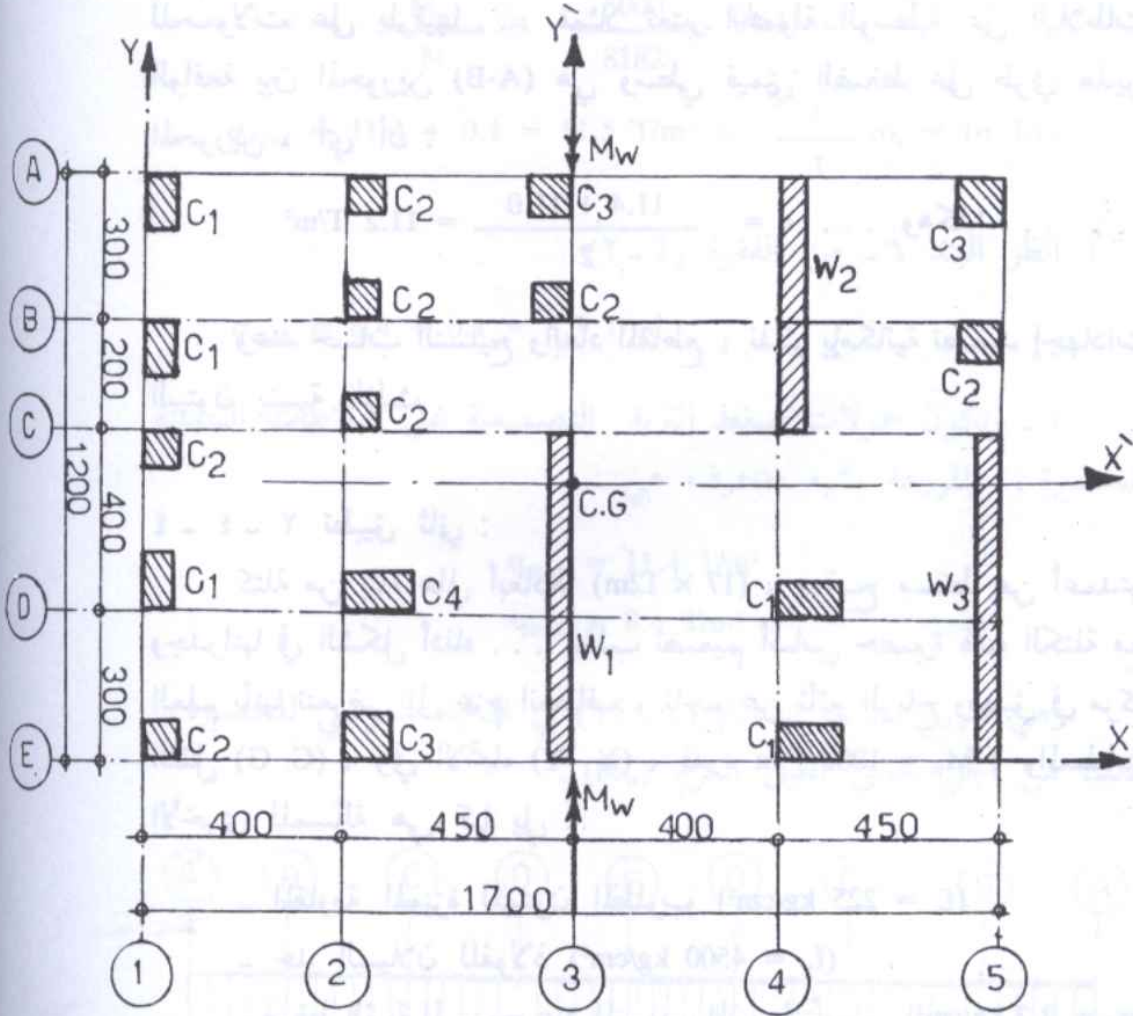
$$q = \frac{11.4 + 11.0}{2} = 11.2 \text{ T/m}^2 \quad \dots \text{ وهكذا } \dots$$

وعند حساب التسليح وأبعاد المقاطع ، نذكر بإمكانية تصعيد إجهادات البيتون بنسبة الثلث .

٤ - ٤ - ٢ تطبيق ثاني :

كتلة من بناء عالي أبعادها (17 × 12m) ، موضح مسقط عن أعمدتها وجدرانها في الشكل أدناه ... يطلب تصميم أساس حصيرة لهذه الكتلة مع العلم بأنها تتعرض إلى عزم انعطاف ، ناجم عن تأثير الرياح ومطبق في مركز الثقل (C. G) ، وفي الاتجاه (Y - Y) ، قدره $M_w = 1000 \text{ T.m}$. والمعطيات الأخرى للمسألة هي كما يلي :

- المقاومة المميزة للبيتون المطلوب ($f_c = 225 \text{ kg/cm}^2$)
- حد السييلان للفلوذاذ ($f_y = 4500 \text{ kg/cm}^2$)
- ضغط التربة المسموح عند المنسوب المقرر للتأسيس ($\sigma_A = 2,2 \text{ kg/cm}^2$)



أبعاد الجدران والأعمدة ، وحمولاتها الاجمالية المنقولة إلى منسوب الأساس ، كما يلي ؛

اسم العنصر	أبعاده Cm	الحمولات التي ينقلها (Pi)
العمود C ₁	40 × 60	120 T
العمود C ₂	45 × 45	100 T
العمود C ₃	50 × 50	130 T
العمود C ₄	45 × 70	140 T
الجدار W ₁	25 × 700	50 T/m
الجدار W ₂	25 × 500	60 T/m
الجدار W ₃	25 × 700	30 T/m

الحل :

قيمة الحمولة الاجمالية المطبقة على الحصيرة : $N = \sum P_i$

$$N = 120 \times 5 + 100 \times 7 + 130 \times 3 + 140 \times 1 + (50+30) 7 + 60 \times 5$$

$$N = 2690 \text{ T}$$

أما نقطة تطبيق هذه الحاصلة بالنسبة للمحورين الاعتباريين (X,Y) ، فنجدها بعد حساب إحداثيات كافة العناصر بالنسبة لهذين المحورين ، كما هو موضح في الجدول (٤-٢) ، حيث سنجد أن :

$$X_N = \frac{\sum P_i \cdot X_i}{\sum P_i} = \frac{23206,75}{2690} = 8.63 \text{ m}$$

$$Y_N = \frac{\sum P_i \cdot Y_i}{\sum P_i} = \frac{22271.75}{2690} = 8.28 \text{ m}$$

أي أن اللامركزية بالنسبة لمركز ثقل الشكل هي :

$$e_x = 8.5 - 8.63 = - 0.13 \text{ m}$$

$$e_y = 6.0 - 8.28 = - 2.28 \text{ m}$$

Pi.Yi	Pi.Xi	(Xi, Yi) الاحداثيات		الحمولة (Pi) T	محاور المعصر	المعصر
		(m) Yi	(m) Xi			
1404.0	24.00	11.70	0.20	120	A - 1	C ₁
1044.0	24.00	8.70	0.20	120	B - 1	C ₁
477.5	22.50	4.775	0.225	100	C - 1	C ₂
396	24.00	3.30	0.20	120	D - 1	C ₁
225.0	22.50	0.225	0.225	100	E - 1	C ₂
1177.5	422.5	11.775	4.225	100	A - 2	C ₂
922.5	422.5	9.225	4.225	100	B - 2	C ₂
722.5	422.5	7.225	4.225	100	C - 2	C ₂
451.0	609.0	3.225	4.35	140	D - 2	C ₄
32.5	552.5	0.25	4.25	130	E - 2	C ₃
1527.5	1072.5	11.75	8.25	130	A - 3	C ₃
922.5	727.5	9.225	7.275	100	B - 3	C ₂
6571.25	2887.5	3.50	8.25	350	E - 3	W ₁
2850	3825.0	9.50	12.75	300	A - 4	W ₂
384.0	1536.0	3.20	12.80	120	D - 4	C ₁
24.0	1536.0	0.20	12.80	120	E - 1	C ₁
1527.5	2177.5	11.75	16.75	130	A - 5	C ₃
877.5	1677.5	8.775	16.775	100	B - 5	C ₂
735.0	3543.75	3.50	16.875	210	E - 5	W ₃
22271.75	23206.75	$\Sigma Pi = 2690 T$			-	المجموع

وإذا اعتبرنا أن أبعاد الحصيرة ، هي نفس أبعاد رقعة البناء (بدون بروزات) أي (17 × 12 m) تكون الاجهادات الناجمة عن الحمولات (N) كما يلي :

$$\sigma = \frac{N}{A.B} \mp \frac{M_x}{I_x} . Y \mp \frac{M_y}{I_y} . X$$

$$M_x = N.e_x = 349.7 \text{ T.m}$$

$$M_y = N.e_y = 6133.2 \text{ T.m}$$

$$I_x = 4913 \text{ m}^4$$

$$I_y = 2884 \text{ m}^3$$

وبالتبديل بالقيم ، نجد أن الاجهادات في أطراف الحصيرة هي :

$$\sigma = 13.186 \mp 0.423 \mp 6.0$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_1 = 19.423 \text{ T/m}^2 (+ + +)$$

$$\sigma_2 = 18.673 \text{ T/m}^2 (+ - +)$$

$$\sigma_3 = 13.609 \text{ T/m}^2 (+ + -)$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_4 = 6.763 \text{ T/m}^2 (+ - -)$$

وهذه القيم تمثل جميعها إجهادات ضغط ، حيث يصبح مخطط الاجهادات من الحمولة (N) كما في الشكل (٤-١٦) إن العزم الخارجي (M_w) يسبب اجهادات ضاغطة قدرها

$$(\sigma_w = \frac{1000 \times 6}{2884} = 2.1 \text{ T/m}^2)$$

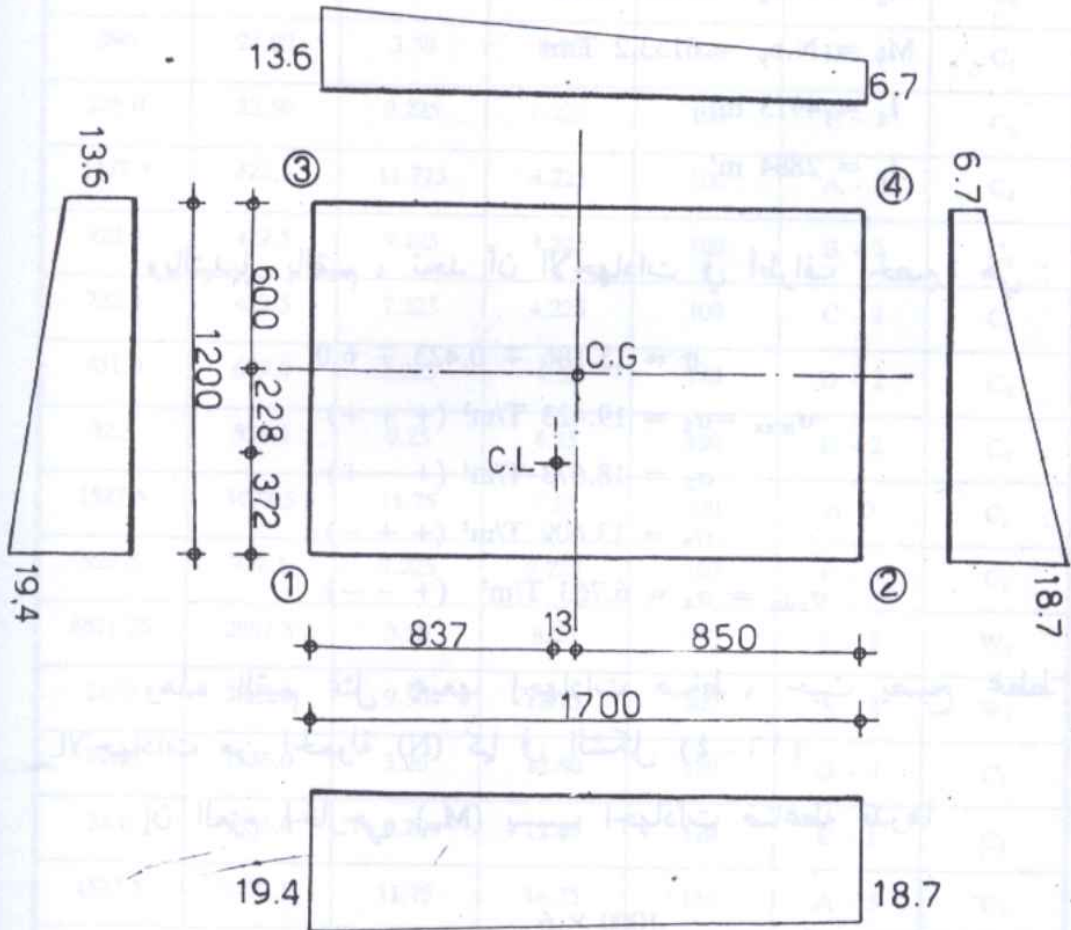
وفي حال تطبيق هذا العزم باتجاه المحور (Y) الموجب ، تصبح الاجهادات أعلاه كما يلي :

$$\sigma_1 = 19.423 - 2.1 = 17.323 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_2 = 18.7 - 2.1 = 15.70 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_3 = 13.609 + 2.1 = 15.709 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_4 = 6.763 + 2.1 = 8.863 \text{ T/m}^2$$



الشكل (٤-١٦)

أما في حال تطبيق (M_w) في الاتجاه المعاكس للاتجاه المذكور ، أي باتجاه المحور (Y) السالب ، يكون :

$$\sigma_1 = 19.4 + 2.1 = 21.5 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_2 = 18.7 + 2.1 = 20.8 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_3 = 13.6 - 2.1 = 11.6 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_4 = 6.7 - 2.1 = 4.6 \text{ T/m}^2$$

وهنا يتبين لنا أن الاجهادات على تربة التأسيس ، ضاغطة دوماً ، أي أن

$$(\sigma_{\min} > 0)$$

وللتأكد أخيراً من أن الاجهادات العظمى لا تتجاوز تحمل التربة

المسموح ، فإننا سنفترض أن الوزن الذاتي التقديري الوسطي للحصيرة ، يقارب (2 T/m^2) ، وبالتالي فالاجهاد الأعظمي يصبح :

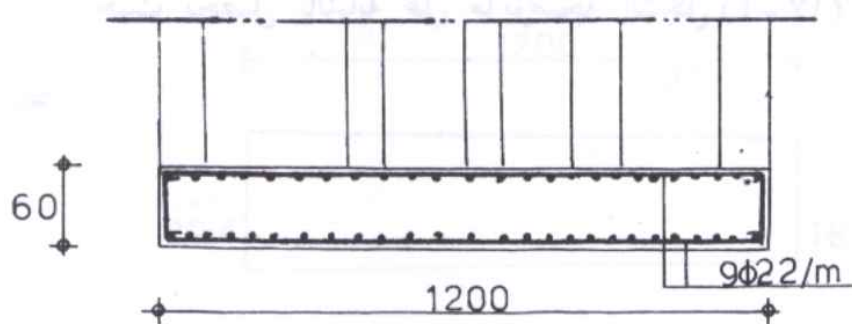
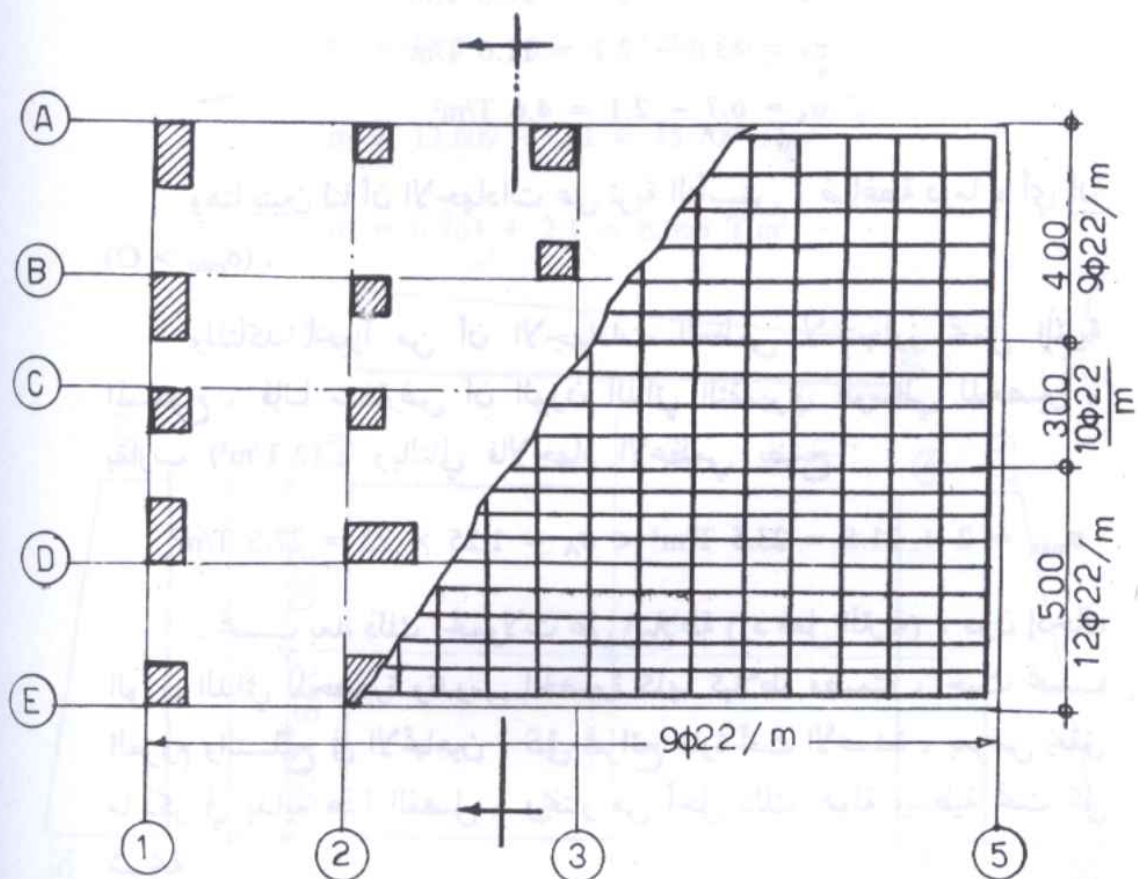
$$\sigma_{\max} = 2 + 21.5 = 23.5 \text{ T/m}^2 < \sigma_A = 1.25 \times 22 = 27.5 \text{ T/m}^2$$

- تحسب بعد ذلك الحمولات على البلاطة (رد فعل التربة) ، دون إدخال

الوزن الذاتي للحصيرة وتدرس الحصيرة كلها كبلاطة مصمتة ، حيث تحسب العزوم والتسليح في الاتجاهين ، على شرائح مارة تحت الأعمدة ، بعرض يحقق ما ذكر في بداية هذا الفصل ، ويختار من أجل ذلك حمولة وسطية تحت كل شريحة .

حيث نحصل بالنهاية على ما يوضحه الشكل (٤-١٧)





الشكل (٤ - ١٨)

الفصل الخامس

الأساسات على الأوتاد

٥-١ أساسيات حول الأوتاد

- ٥-١-١ الأوتاد المستندة (التي تعمل بالاستناد).
- ٥-١-٢ الأوتاد المعلقة (التي تعمل بالاحتكاك).

٥-٢ تصميم الأساسات الوتدية

- ٥-٢-١ مقاومة الأوتاد وقدره تحملها

٥-٣ حساب القواعد المستندة على الأوتاد

- ٥-٣-١ ردود الفعل المتساوية على القاعدة.

٥-٤ الأوتاد تحت الجدران الاستنادية.

- ٥-٥ تطبيقات عديدة.

الفصل الخامس ...

الأساسات على الأوتاد

يهتم هذا الفصل بإعطاء فكرة موجزة عن الأوتاد ، وعن العناصر العلوية (الأغطية) التي تستند عليها ، والتي تعتبر بمثابة أساسات مستندة على الأوتاد .

إضافة إلى ذلك يتناول هذا الفصل بإيجاز ما هو ضروري حول حساب قدرة تحمل الوتد ... مع التنويه إلى الحساب الانشائي للأوتاد ، دون الدخول بتفصيلاتها. وخاصة أن الأوتاد بشكل عام، تحتاج إلى أبحاث خاصة ضمن كتاب مستقل ...

٥ - ١ أساسيات حول الأوتاد :

- الأوتاد هي عناصر نحيفة «كبيرة الطول قياساً بأبعاد مقطعها» تستخدم لأغراض عديدة ، من أهمها تلقي حمولات الأعمدة والجدران ، ونقلها إلى التربة .

تمتد الأوتاد ضمن التربة ، على كامل طولها ، أو على جزء فيه ، لتؤدي مهمة نقل الحمولات المذكورة ، أو تستخدم لتثبيت التربة ، وضبط الهبوط

فيها ، والتخفيف من تأثيرات الأحمال الديناميكية ، ولزيادة مقاومة القوى الأفقية ، وغير ذلك ...
 - إن الاعتبار التي تصنف من خلالها الأوتاد ، متنوعة الأشكال ،
 نورد أهمها في الجدول التالي :

نوع الاوتاد		شكل التصنيف
خشي أو معدني، أو مشترك بين البتون والمعدن	بيتوني	مادة الوتد
عادي	مسلح	نوع البتون
مائلة	شاقولية	شكل الأوتاد
بالاحتكاك (أو بكليهما معاً)	بالاستناد	العمل الانشائي
أوتاد على تربة متماسكة	أوتاد على تربة مفككة	نوع التربة
مسبقة الصنع	مصبوبة بالمكان	طريقة التنفيذ
لا منتظم	منتظم	توزيع الاوتاد تحت القاعدة
أكثر من ثلاثة (وهناك أوتاد فردية)	ثلاثة	عدد الاوتاد تحت القاعدة
لولبي (حلزوني)	أملس	شكل سطح الوتد
مضلع وبأشكال عديدة أخرى (T,I)	دائري	شكل المقطع
مفرغة	ملئية	مساحة المقطع

- تتم عملية نقل الحمولات إلى التربة عبر بلاطة سطحية تستند على مجموعة من الأوتاد ، وتسمى هذه البلاطة بأسماء عديدة (أساس الوتد - قبة - وسادة - غطاء - طربوش ...)
 - تنفذ الأوتاد في الأماكن التي فيها باستخدام الأساسات ذات الحفرية المكشوفة (السطحية) بسبب قضايا فنية ، متعلقة بطبيعة وخصائص التربة من جهة ، وببنوعية المنشأ وتكاليف التأسيس من جهة ثانية .
 ويوصى حين التنفيذ ، بتعيين مواقع ومناحي (اتجاهات) الأوتاد ، بدقة عالية كي لا يتسبب الخطأ الصغير في ذلك إلى نتائج ذات آثار كبيرة .

- يوصى بأن تستند الجدران على صف كامل من الأوتاد ، يفضل أن يكون موزعاً بشكل منتظم تحت القاعدة .

- يمكن أن تكون الأوتاد البيتونية المسلحة (وهي موضوع درسنا) مصبوبة بالمكان أو مسبقة الصنع كما وجدنا . ويمكن لكلا النوعين ، أن يعمل بالاستناد أو بالاحتكاك ، أو بالعملية معاً .

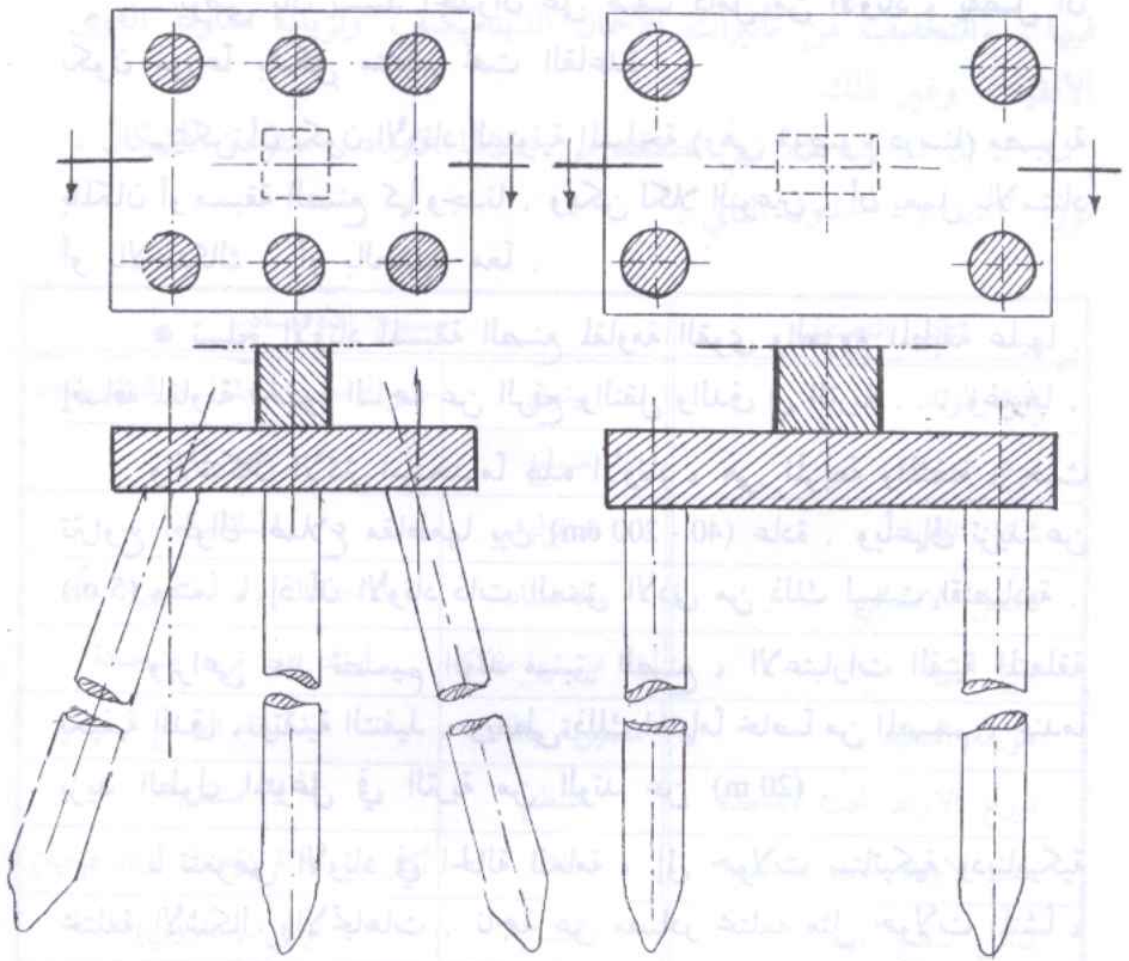
* تسليح الأوتاد المسبقة الصنع لمقاومة القوى والعزوم المطبقة عليها . إضافة لمقاومة الجهود الناجمة عن الرفع والنقل والدق في التربة . . . وغيرها .

والأشكال الأكثر استخداماً لهذه الأوتاد ، هي المربعة والمثلثة ، حيث تتراوح أطوال أضلاع مقاطعها بين (200 - 40) cm عادةً . وبأعماق تزيد عن (5 m) حتماً ، إذ أن الأوتاد ذات العمق الأدنى من ذلك ليست اقتصادية .

ويراعى عند تصميم الوتد مسبق الصنع ، الاعتبارات الفنية المتعلقة بكيفية الدق ، وتقنية التنفيذ ، ويعطى ذلك اهتماماً خاصاً من المصمم ، عندما يزيد الطول المتوغل في التربة من الوتد عن (20 m) .

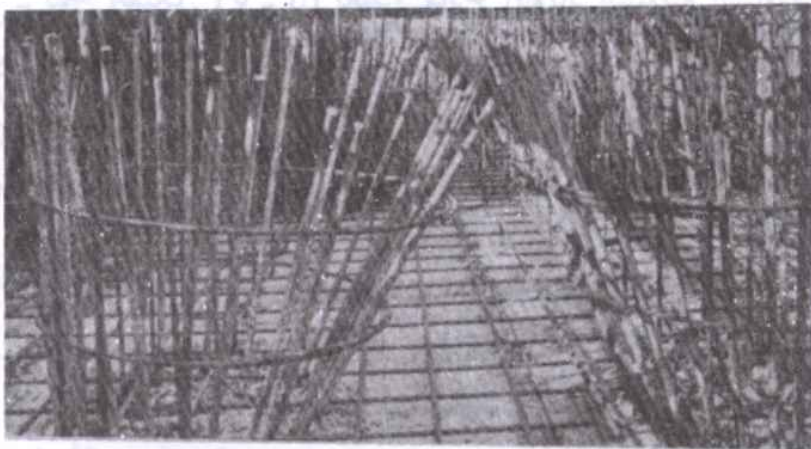
- تتعرض الأوتاد في الحالة العامة ، إلى حمولات ستاتيكية وديناميكية مختلفة الأشكال والاتجاهات . ناجمة عن مصادر مختلفة مثل حمولات المنشأ ، والهزات والزلازل ، والانفجارات

- يبين الشكل (٥ - ١) بعض نماذج الأوتاد البيتونية الشاقولية والمائلة ، كما يبين الشكل (٥ - ٢) نموذجاً لتوزيع حزمة من الأوتاد بشكل منتظم أو غير منتظم . كذلك يوضح الشكل (٥ - ٣) ، أحد الأشكال المقترحة لتوزيع الاجهادات تحت الأوتاد التي تعمل بالاستناد والاحتكاك .

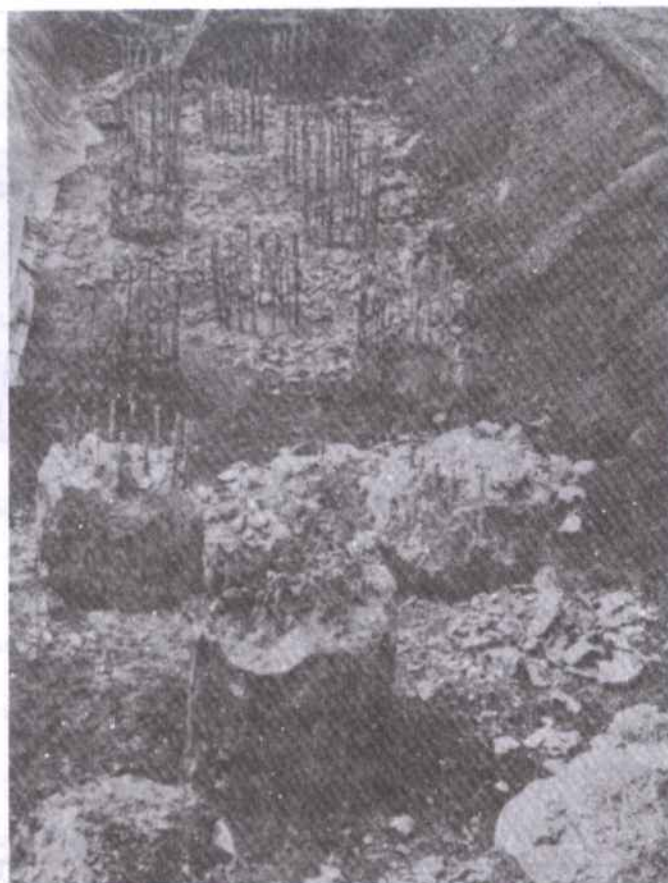


أوتاد مائلة

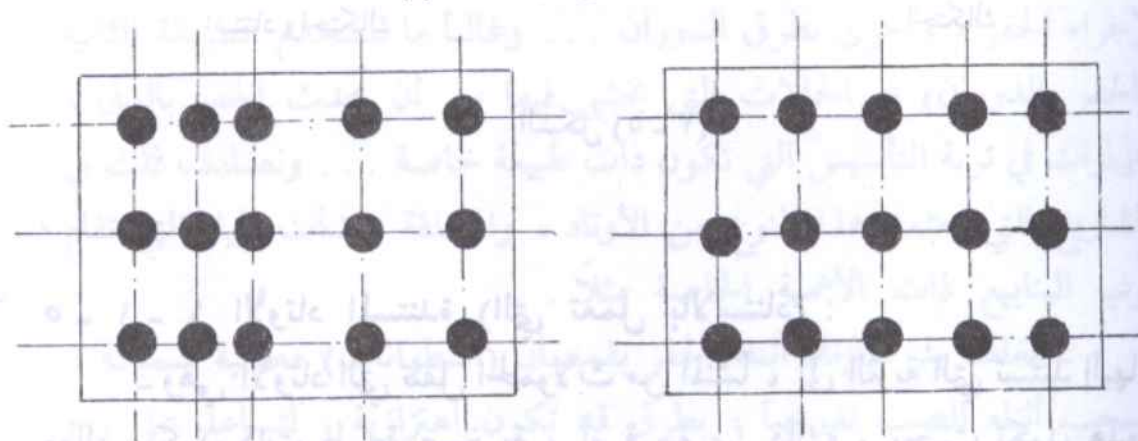
أوتاد شاقولية



الشكل (٥ - أ)



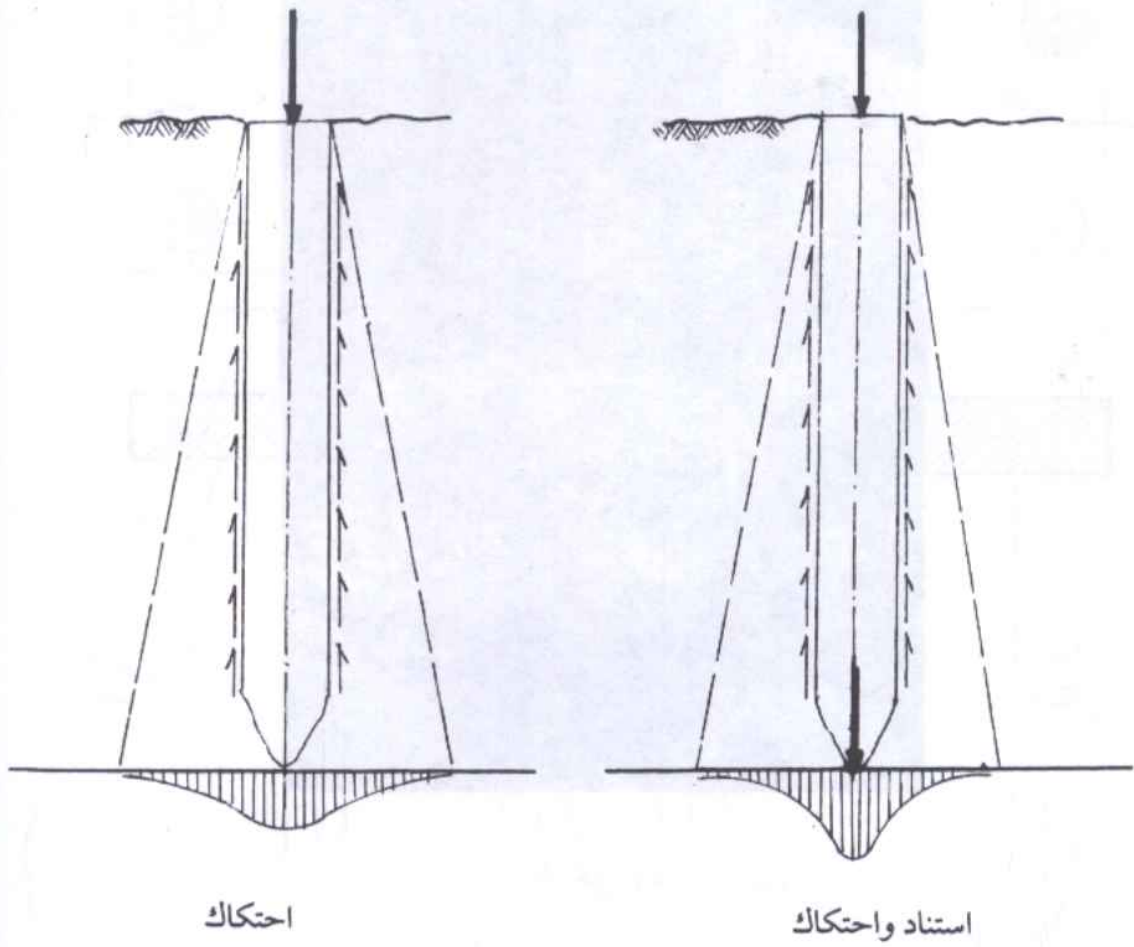
الشكل (٥ - ١ - ب)



توزيع غير منتظم

توزيع منتظم للأوتاد

الشكل (٥ - ٢)



الشكل (٥-٣)

٥ - ١ - ١ الأوتاد المستندة (التي تعمل بالاستناد) :

- وهي الأوتاد التي تنقل الحمولات من المنشأ ، إلى التربة التي تستند إليها «والتي تكون ذات طبيعة صخرية ، أو قريبة من ذلك» ، بحيث تكون هذه التربة قادرة عل تلقي تلك الأحمال بشكل أمين .
- وقد تكون هذه العناصر مصبوبة بالموقع ، أو مسبقة الصنع .
- يوصى في تصميم هذه الأوتاد ، بأن تكون ذات أطوال معتدلة ، «ليست طويلة جداً ، أو قصيرة جداً» .

- تعتمد قدرة تحمل هذه الأوتاد على نوعية تربة الاستناد ، إضافة إلى مساحة قاعدة الوتد والتي تعتبر عنصراً أساسياً في ذلك التحمل .
- تتناسب أطوال الأوتاد المستندة مع عمق طبقة الاستناد ، ففي الأوتاد المصبوبة بالمكان نجد أن تحقيق أطوال معتدلة لها ، يتعلق بتحديد منسوب رأس الوتد . فلو كانت طبقة الاستناد عميقة ، يتم اللجوء إلى تخفيض منسوب هذا الرأس ، بحيث يمكن أن يكون تحت منسوب الأرض الطبيعية وبأي عمق كان . أما في الحالات المعاكسة ، فإنه يتم تعميق الحفر في طبقة الاستناد ، لتحقيق الأطوال المناسبة ، أو رفع منسوب رأس الوتد إلى ما فوق سطح التربة الطبيعية ...

ويعتبر ما ذكر أعلاه من مزايا الأوتاد المصبوبة بالمكان عموماً ، وهذا إضافة إلى أن معرفة طبقات وأنواع التربة التي يخترقها الوتد ، حين تنفيذه مصبوبة بالمكان ، يعتبر أيضاً ميزة أخرى . وكذلك عدم تأثير هذه العناصر حين الصب بالمكان ، على المنشآت والأوتاد القديمة ، أو على التربة المجاورة .
- تنفذ عمليات حفر الأوتاد المصبوبة بالمكان بآلات خاصة (حفارات الأوتاد) بطرازات وأشكال وطرق عمل متنوعة . فبعضها يعمل بطريقة الدق لإجراء الحفر ، وأخرى بطرق الدوران ... وغالباً ما تستخدم الطريقة الثانية (الحفر بالدوران) في الحالات التي يخشى فيها من أن يحدث الحفر بالدق ، انهيارات في تربة التأسيس التي تكون ذات طبيعة خاصة ... ونصادف ذلك في المشاريع التي تعتمد هذا النوع من الأوتاد ، والمتعلقة بمنشآت المياه التي تقام قرب الينابيع ذات الأهمية الخاصة مثلاً .

- يُغلف بثر الأوتاد أثناء الحفر بقمصان (اسطوانة) معدنية سميكة ، تسحب أثناء الصب تدريجياً ، بطرق قد تكون اهتزازية ، لتساعد على رج البيتون . وتكون الأوتاد مغلفة أو بدون غلاف .

ففي بعض الحالات التي تكون فيها الأوتاد قليلة العمق نسبياً ، وتربة التأسيس مكونة بشكل يضمن فيها عدم انهيار البثر المحفور للوتد ، فإنه يمكن الاستغناء عن الغلاف .

- من أنواع الأوتاد التي أصبحت شائعة حديثاً ، الأوتاد الاسطوانية ، التي تستخدم تحت المنشآت ، التي تُعد حمولات أعمدها بآلاف الأطنان ، والتي تصب بالموقع في حفر أو آبار يصل فيها قطر الوتد (2-3 m) ، وبأعمال تصل إلى (30m)

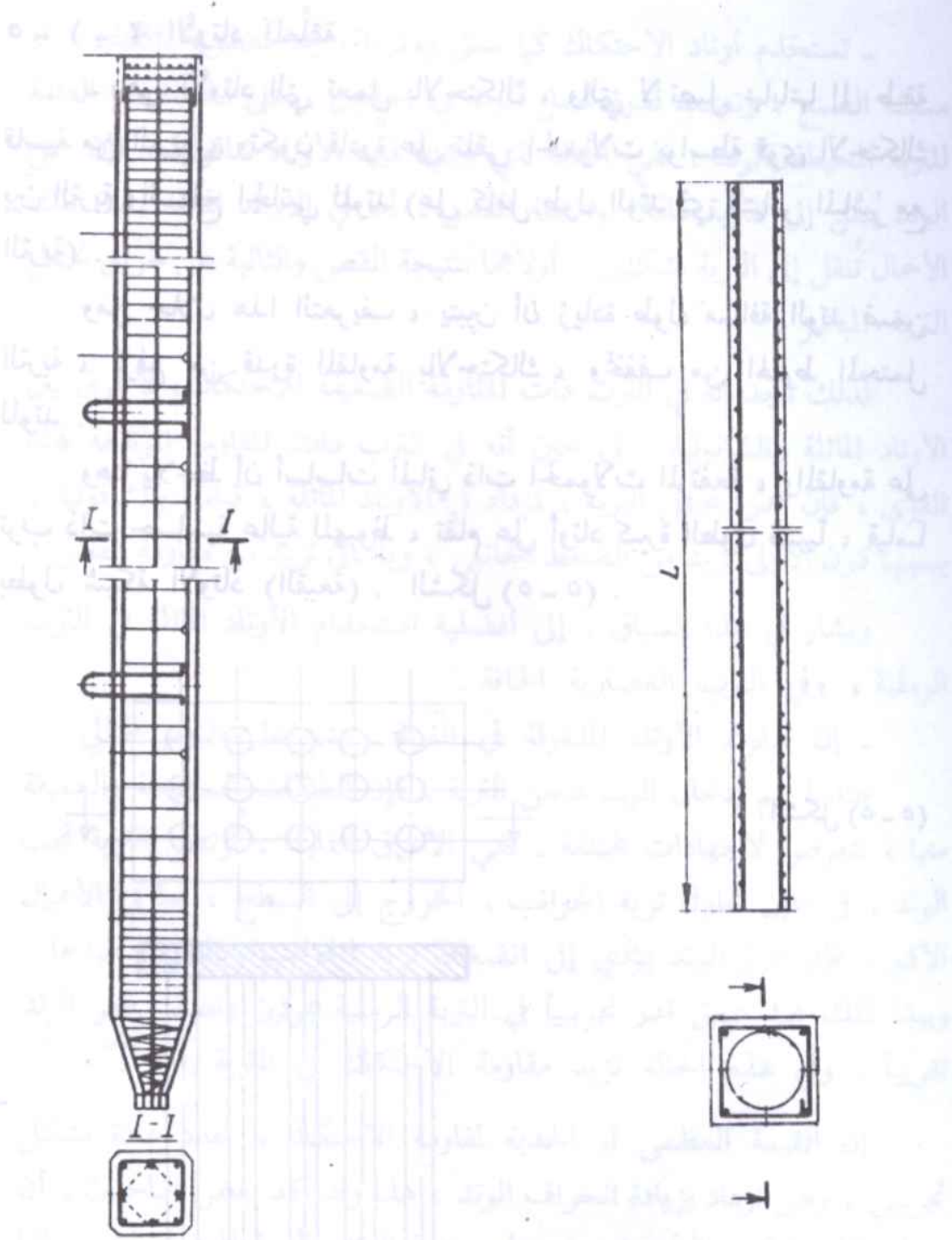
- يجري في بعض الحالات ، تعريض أسفل الوتد ، لزيادة مقاومته . ويتم ذلك بإجراء الحفريات ميكانيكياً ، أو بواسطة التفجير .

- تسليح الأوتاد المصبوبة بالمكان ، بقضبان طولية رئيسية محاطة بأساور دائرية ، أو بأسورة حلزونية ، تشكل مع هذه القضبان هيكلًا مترابطاً من التسليح . أما الأوتاد المسبقة الصنع فلها تسليحاً خاصاً ، يوضح الشكل (٥ - ٤) نموذجاً عنه .

- من أجل التوصيات والمواصفات والاشتراطات الخاصة . فهي كثيرة وعديدة ، وتتعلق معظمها بتقنيات التنفيذ في البلدان صاحبة المواصفات . . . وكنموذج عن ذلك أوردنا في ملحق الكتاب ، المواصفات القياسية المصرية الخاصة بالأوتاد .

- وأخيراً تجدر الإشارة إلى أن مقاومة التربة التي تستند إليها الأوتاد ، تزيد كثيراً عن تلك التي تنفذ فيها أساسات ضمن حفر مكشوفة ، وذلك من أجل نفس نوع التربة .

؛ - لقد وجد بالتجارب ، أن مقاومة الاستناد الطرقي الأوتاد في الترب الغضارية الطينية ، صغيرة جداً ، قياساً بمقاومة الاحتكاك .



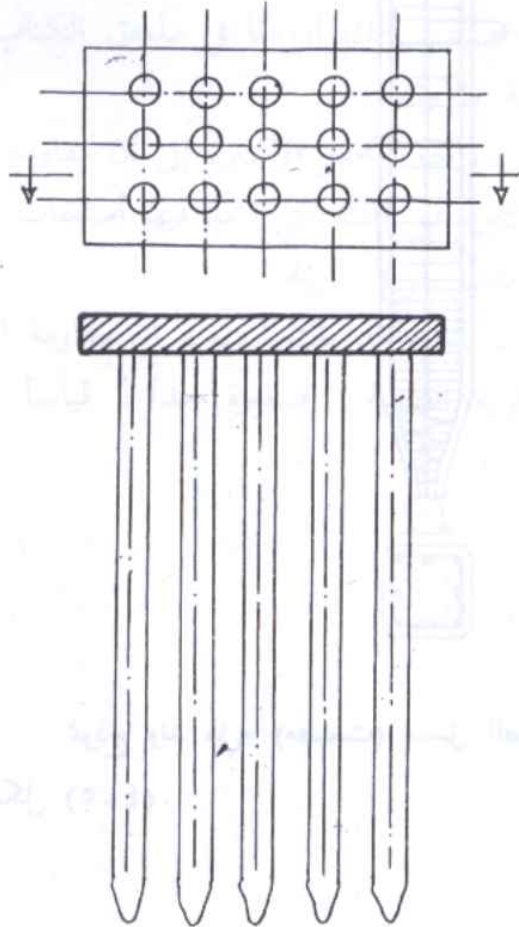
نموذج وتد مفرغ مسبق الصنع نموذج وتد مليء (مصمت) مسبق الصنع
الشكل (٤-٥)

٥ - ١ - ٢ الأوتاد المعلقة :

- وهي الأوتاد التي تعمل بالاحتكاك ، والتي لا تصل نهاياتها إلى طبقة قاسية من التربة ، وتكون قادرة على تلقي الحمولات بواسطة قوى الاحتكاك بين التربة والسطح الجانبي للوتد (على كامل طول الوتد ذي التماس المباشر مع التربة) .

ومن خلال هذا التعريف ، يتبين أن زيادة طول مسافة الوتد ضمن التربة ، ترفع من قدرة المقاومة بالاحتكاك ، وتخفض من الهبوط المحتمل للوتد .

وهنا يلاحظ أن أساسات المباني ذات الحمولات المرتفعة ، والمقاومة على ترب ذات حساسية عالية للهبوط ، تقام على أوتاد كبيرة الطول نسبياً ، قياساً بطول شبكة الأوتاد (القبة) . الشكل (٥ - ٥) .



الشكل (٥ - ٥)

- تستخدم أوتاد الاحتكاك كما سبق وذكرنا ، إما مصبوبة بالمكان ؛ أو مسبقة الصنع . وتعتمد قدرة تحمل الوتد في الحالتين ، على الخصائص العامة للتربة المحيطة بالوتد ، ففي الحالة التي تكون فيها الأوتاد شاقولية ، فإن حمل الوتد يُنقل إلى التربة كاملاً بواسطة القص ، أما في الأوتاد المائلة ، فإن تلك الأحمال تُنقل إلى التربة بشكلين . أولاهما بنتيجة القص والثانية عن طريق تحمل التربة المباشر .

لذلك نجد أنه في الترب ذات المقاومة الضعيفة للاحتكاك ، لا فرق بين الأوتاد المائلة والشاقولية . في حين أنه في الترب ذات المقاومة المرتفعة لهذه القوى ، فإن قدرة تحمل التربة ، تزداد في الأوتاد المائلة ، قياساً بالشاقولية . بسبب كون الأولى تزيد من الضغط الجانبي ، وبالتالي تزيد من مقاومة القص . ويشار في هذا السياق ، إلى أفضلية استخدام الأوتاد المائلة في الترب الرملية ، وفي الترب الغضارية الجافة .

- إن سلوك الأوتاد المدقوقة في التربة ، يتم على النحو التالي :
عندما يتم إدخال الوتد ضمن التربة ، فإن الطبقات السطحية والعميقة منها ، تتعرض لاجهادات مختلفة . ففي الأعماق القليلة ، ترتص التربة تحت الوتد ، في حين تحاول تربة الجوانب ، الخروج إلى السطح ، أما في الأعمال الأكبر ، فإن غرز الوتد يؤدي إلى انضغاط تربة الجوانب وبالتالي توطيدها . ويبدأ ذلك عند عمق قدر تجريبياً في التربة الرملية بمرتين ونصف قطر الوتد تقريباً . وفي هذه الحالة تزيد مقاومة الاحتكاك في التربة .

إن القيمة العظمى أو الحدية لمقاومة الاحتكاك ، تحدد عادة بشكل تجريبي ، وهي تزداد بزيادة انحراف الوتد . هذا وقد أكد بعض الباحثين ، أن عملية الاحتكاك ، لا تحدث بين سطح بيتون الوتد والتربة المحيطة فيه ، وإنما تجري بين الطبقة المنضغطة حول سطوح الوتد (والتي تقدر بسماكة 1 cm تقريباً) وبين التربة الأخرى خارج هذه المنطقة . وعلى أساس ذلك تم وضع جداول تجريبية خاصة تبين قيم مقاومة الاحتكاك للأنواع المختلفة للتربة .

- لقد وجد أن مقاومة التربة الرملية لقوى الاحتكاك ، تحت تأثير الأحمال الستاتيكية تبلغ بين $(0.24 \frac{kg}{cm^2})$ للرمل القليل الكثافة ، وذلك من أجل

الأوتاد الطويلة ، وبين $(0.96 \frac{kg}{cm^2})$ للرمل الكثيف والأوتاد القصيرة .

وتقل قدرة تحمل الأوتاد المغروزة في الرمل بعد يومين أو ثلاثة أيام من دقها .
هذا مع الإشارة إلى أن مقاومة سحب الوتد تعتبر أقل من مقاومته للدق .

وقد أعطت التجارب نتيجة مفادها ، أن الاحتكاك السطحي المقاوم للغرز في طبقة رملية متجانسة ، يزيد كثيراً عن نصف قدرة التحمل الأعظمية ، في حين يقل الاحتكاك السطحي للسحب عن نصف القدرة المذكورة . وذلك لأن دق الوتد إلى الأسفل ، يزيد الضغط على جوانبه ، بينما يقلل إلى الأعلى من هذا الضغط .

- ومقارنة بين التربة الرملية والغضارية ، فقد وجد أيضاً أن مقاومة الدق في الترب الطينية ، تساوي في كثير من الأحيان (وليس دوماً) مقاومة سحب الوتد .

ومن النتائج المفيدة في هذا الصدد ، نذكر بأن قدرة تحمل الأوتاد المغروزة في بعض أنواع الغضار الطمي ، تحف خلال الأيام القليلة الأولى من تنفيذ الوتد . والجدول التالي ، يوضح بعض قيم الاحتكاك في الترب الطينية .

نوع التربة	غضار غروي أو غضار لين جداً	غضار طري	غضار متوسط القساوة	غضار صلب	غضار طمي
مقاومة الاحتكاك المعظمي Kg/Cm ²	0	0.1 - 0.2	0.15 - 0.35	0.30 - 0.45	0.25 - 0.50

الجدول (٥-١-١)

٥-١-٣ مقارنة بين الأوتاد المصبوبة بالمكان والمسبقة الصنع .
من المعروف أن الأوتاد المصبوبة بالمكان ، قد تكون مغلفة ، أو بدون
غلاف ... والأخيرة أوفر بكثير من الأولى ... لذلك نجد أن هناك أنواع
كثيرة من الأوتاد المصبوبة بالمكان .

* مزايا الأوتاد المصبوبة بالمكان :

١ - كمية التسليح في هذه الأوتاد قليلة جداً مقارنة بالمسبقة الصنع ...
وقد تكون من البيتون العادي .
٢ - لا يحتاج تنفيذها إلى آلات الدق الكبيرة الحجم . حتى ولو كانت
مغلفة ، إذ أن الطاقة اللازمة لدق الأغلفة أقل بكثير من تلك اللازمة الأوتاد
مسبقة الصنع .

٣ - يمكن صبها بالطول الكامل ، دون الحاجة إلى تكسير الرأس .
٤ - يُعطي تنفيذها معلومات كاملة عن طبقات التربة التي يخترقها الوتد .

* مساوئ الأوتاد المصبوبة بالمكان :

١ - قدرة تحمل الأوتاد غير المغلفة : أقل بكثير من تلك المغلفة ، وذلك
بسبب اختلاط البيتون بالماء والطين .
٢ - قد تتأثر هذه الأوتاد بالقوى الجانبية الناجمة عن حفر الأوتاد
المجاورة . وخاصة حينما تتناوب طبقات التربة بين الطرية والقاسية .
٣ - هناك بعض أنواع الترب التي تقلص حول الوتد ، حين سحب
الغلاف .

ومما سبق نستنتج أيضاً مزايا ومساوئ الأوتاد المسبقة الصنع .

* ملاحظات حول تنفيذ الأوتاد المصبوبة بالمكان :

١ - يوصى بعدم صب أي وتد (إذا كانت القمصان أو الأغلفة سترفع
بعد الصب) إلا إذا كانت جميع القمصان للأوتاد المجاورة . قد نفذت بأقطار
(4.5 D) أو (1.5 m) - أيهما أكبر حيث (D) قطر الوتد المجاور . وذلك احتياطاً
لتحرك البيتون المصبوب حديثاً ، وخاصة عندما تكون التربة متماسكة .

- ٢ - يوصى بإزالة زبد الاسمنت من رأس الوتد قبل صب القبعات .
- ٣ - يجب ألا يقل سماكة الغلاف البيتوني حول قفص التسليح عن (5 cm) ، والمسافة بين الأساور عن (15 cm) «أو خطوة الاسواراة الحلزونية» .
- ٤ - ينفذ البيتون من العيارات الغنية بالاسمنت ، ويعتنى بالصب لمنع انفصال مكونات الخلطة البيتونية . ويدكك البيتون بشكل جيد .

٥ - ٢ تصميم الأساسات الوتدية :

توجز الطريقة العامة لتصميم الأوتاد بما يلي :

- ١ - يجري اختيار نوع الوتد تبعاً لطريقة عمله (بالاستناد أو بالاحتكاك) ، وذلك من خلال دراسة دقيقة لتقارير سبر التربة ، واستكشاف موقع العمل ...

وبعدئذٍ يحدد طول الوتد اللازم استعماله ، فإن كان يعمل بالاستناد ، فإن تحديد عمق استناده ، يحدد طوله ، أما إذا كان وتد احتكاك ضمن تربة غير رملية (غير متماسكة) فإن تحديد الطول يتم عن طريق دق وتد اختبار . في حين يحدد طول وقد الاحتكاك في التربة المتماسكة من خلال معامل الأمان المرتبط بقدرة التحمل المسموح للوتد الواحد .

- ٢ - يجري تحديد قدرة التحمل القصوى للوتد الواحد ، بإجراء تجارب تحميل عليها ، أو تحسب تحليلياً ، حيث نجد من خلال تقسيم هذه القيمة على معامل أمان مناسب لا يقل عن (3) ، مقدار الحمولة التصميمية .

- ٣ - يعين العدد اللازم من الأوتاد ، بتقسيم الحمولة الكلية للمنشأ ، على الحمولة التصميمية للوتد الواحد ، والمحددة في البند (2) .

- ٤ - يجب ألا يقل البعد بين محاور الأوتاد المدقوقة ، ذات نصف القطر العلوي (R) عن (5 R) كحد أدنى ، إذ أنه في حال كون التباعد أقل من ذلك ، فقد تنفش التربة بين الأوتاد .

وفي مثل هذه الحالات ، يتسبب دق وتد جديد في التربة ، بإزاحة الوتد المجاور .

٥ - تحسب المساحة الكلية اللازمة لجزء الأساس المستند على الأوتاد من العلاقات التالية :

للقاعدة المربعة $A = R \cdot X^2$ (١ - ٥)

للقاعدة الدائرية $A = \sqrt{3} R \cdot X^2$ (١ - ١ - ٥)

حيث X = المسافة بين محاور الأوتاد ، التي يوصى بألا تزيد عن $(8 R)$ ، منعاً لزيادة التكاليف .

٦ - إذا كانت المساحة المعطاة في العلاقتين السابقتين ، أقل من نصف المساحة الإجمالية للبناء أو للمنشأ كله ، فإن التأسيس على الأوتاد يكون عملية اقتصادية . وإلا فالخضيرة هي الحل الأرخص . مع العلم بأن التأكد من ذلك ، يعتبر عملية ضرورية .

٧ - يفضل حين التصميم ، الحصول على ردود أفعال متساوية من الأوتاد على القواعد تبعاً لمعطيات الفقرة (١ - ٢ - ٥) .

٥ - ٢ - ١ مقاومة الأوتاد وقدرة تحملها :

- تحدد مقاومة الوتد الفردي من شرطين أساسيين ، أولهما ، مقاومة مادة الوتد للحمولات المطبقة عليه ، والثاني من مقاومة التربة ، وتعتمد القيمة الأصغر . هذا ولكي يكون التصميم أكثر توفيراً (اقتصادياً) ، فإنه يفضل من أن تتقارب القيمتان المذكورتان .

- عندما تحسب قدرة تحمل الوتد الأعظمية من خلال العلاقات الديناميكية ، فيلزم حينئذٍ استخدام معامل أمان لا يقل عن (6) للحصول على الحمولة التصميمية للوتد . في حين يكتفى بمعامل أمان قدره (3) ، إذا حُدد التحمل الأعظمي من تجارب التحميل .

- يجب حساب أقصى قدرة لتحمل مجموعة الأوتاد ، على أساس أنها ، والتربة المحصورة بينها ، يعملان كوحدة مستقلة (كدعامة) .

- يحسب الوتد من شرط مقاومة مادته لتحمل القوى المحورية (إذا كان ارتفاعه صغيراً) . ولتحمل القوى المحورية وعزوم الانعطاف وقوى القص (إذا

كان طويلاً) ويحدد ذلك بالطرق المعروفة للميكانيك الانشائي ... فمثلاً
تحسب المقاومة التصميمية للوتد الموشوري المصمت ، باعتباره عنصراً معرضاً
للضغط كما يلي :

$$\overline{P} = r (A_b \overline{\sigma}_b + A_s \overline{\sigma}_s) \quad (٥ - ٢)$$

حيث r = معامل التحنيب (يساوي الواحد للأوتاد القصيرة ، ويحسب
من شروط الاستناد في الطرفين بالنسبة للأوتاد الطويلة ، مع اعتبار الطول
الواقع خارج التربة من الوتد عند الحساب) .
 A_b, A_s = مساحة كل من مقطع الوتد ، ومقطع التسليح على التوالي .
 $\overline{\sigma}_b, \overline{\sigma}_s$ = الاجهادات المسموحة على الضغط لكل من البيتون والفولاذ
المستعمل .

- أما اذا كان الوتد دائرياً وغير خاضع للتحنيب ($\frac{L}{D} \leq 12$) .
فإن العلاقة السابقة التصميمية تعطى كما يلي :

$$\overline{P}_o = A_{bo} \overline{\sigma}_b + A_{s1} \overline{\sigma}_{s1} + 2,5 \cdot A_{s2} \overline{\sigma}_{s2} \quad (٥ - ٢ - ١)$$

حيث :

A_{bo} = مساحة مقطع بيتون الوتر داخل الاسواره الحلزونية .

$A_{s1}, \overline{\sigma}_{s1}$ = مساح مقطع التسليح الطولي ، والاجهاد المسموح له .

$A_{s2}, \overline{\sigma}_{s2}$ = مساحة مقطع التسليح الاسواره ، والاجهاد المسموح لها .

$$A_{s2} = \frac{\pi \cdot d \cdot d}{S}$$

d = قطر الاسواره الحلزونية .

a = مساحة المقطع العرضي للاسواره .

S = خطوة الحلزون .

وعندما يكون الوتد الدائري ، معرضاً للتحنيب ($\frac{L}{D} > 12$)

فإنه يمكن استخدام علاقة مشابهة لما ورد في العلاقة (٥ - ١) .

* أما مقاومة الوتد الفردي المستند ، من شرط مقاومة التربة ، فيمكن

أن تحسب كما يلي :

$$(٥ - ٣) \quad \bar{P} = 0.7.m.A.\sigma_A$$

m = معامل يساوي الواحد من أجل الوتد الفردي .

A = مساحة مقطع الوتد .

σ_A = تحمل التربة المسموح تحت وتد الاستناد .

أما إذا كان الوتد يعمل بالاحتكاك ، فإن العلاقة (٥ - ٣) تصبح كما

يلي :

$$(٥ - ٤) \quad \bar{P} = 0.7 m (A.\bar{\sigma}_b + t.\sum n.\sigma_{Ai}.h_i)$$

حيث :

t = محيط مقطع الوتد .

n = معامل بدون واحدة يتعلق بطريقة التنفيذ ، ويتراوح بين (٠.٥ - ١.٢) ،

بحسب النموذج المبين في الجدول (٥ - ٢) .

σ_{Ai} = مقاومة التربة لاختراق الوتد للطبقة (i) ، ذات السماكة (h_i) .

σ_A = مقاومة تربة الاستناد تحت الوتد .

ومن الواضح أن العلاقة السابقة ، تجمع بين حدين ، يعبر أولهما عن

مقاومة الاستناد ، والآخر عن مقاومة الاحتكاك .

- إن تجارب التحميل ، هي دوماً ، الطريقة الأمثل لتحديد مقاومة

الأوتاد ، إذ تعتبر حمولة الوتد الآمنة ، (كما ذكرنا) مساوية إلى ثلث حمولة الانهيار

الناجمة عن التجريب . إلا أن تجارب التحميل ، تعتبر مرتفعة التكاليف . ومن أجل

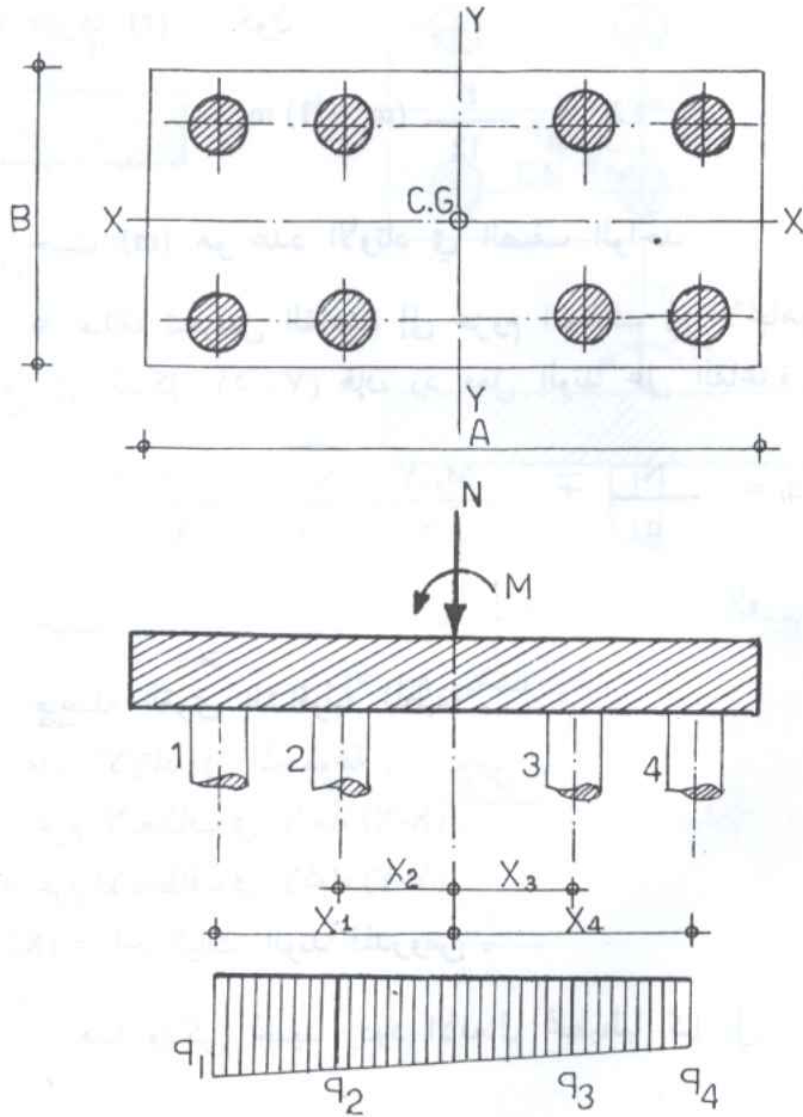
ذلك ضعت صيغ وعلاقات رياضية كثيرة ومتعددة (لسنا بمعرض ذكرها في هذا الكتاب) تحدد قدرة تحمل الوتد . . وتختلف هذه العلاقات فيما بينها باختلاف النظريات والفرضيات ، التي تقترض شكل انهيار التربة . وهذا إضافة إلى الطرق الديناميكية الكثيرة ، التي تحدد مقاومة الأوتاد المنفذة بالدق ، والتي تستخدم لحساب مقاومة الوتد الستاتيكية . . . وهذه الطرق أيضاً تعتمد على معطيات عديدة متعلقة بآلات التنفيذ وشكله ، ومواصفات تلك الآلات . . .

طريقة تنفيذ الوتد	قيمة (n)	طريقة تنفيذ الوتد	قيمة (n)
- ادخال الوتد في التربة بواسطة الاهتزاز		- ادخال الوتد في التربة بأية طريقة إذا كانت الاوتاد دائرية مفرغة . عمقها لا يقل عن (10 m) في التربة	1.2
١ - تربة رملية مشبعة متوسطة الكثافة (رمل خشن ومتوسط)		القطر (1.0 متر) لكل أنواع التربة	
٢ - تربة رملية مشبعة متوسطة الكثافة (رمل ناعم)	1.0	القطر (1.5 متر) للتربة الناعمة	0.9
٣ - تربة رملية مشبعة متوسطة الكثافة (رمل ناعم جداً)	1.1	القطر (1.5 متر) للغضارية الرملية	0.8
٤ - تربة رملية ناعمة	0.9	والغضارية العادية	0.7
٥ - تربة غضارية ناعمة	0.8	- للأوتاد الداخلة بالتربة ، عن طريق المطارق المتسارعة الدق	1.0
٦ - تربة غضارية متهاسكة	1.0		
- ادخال الوتد في التربة مع التجريف بالماء (ادخال المتر الاخير من الوتد بدون استخدام الماء)	1.0		
- ادخال الوتد في التربة بواسطة مطرقة مفرغة ، مفتوحة من طرفها السفلي وبحيث لا يقل قطر التفريغ للوتد عن (40 Cm) .	0.7		

الجدول (٢ - ٥)

٥-٣ حساب القواعد المستندة على الأوتاد :

عندما تتعرض القواعد المستندة إلى مجموعة من الأوتاد ، إلى حمولات شاقولية حاصلتها (N) ، وعزم انعطاف خارجي (M) ، فإن رد فعل الأوتاد على القاعدة ، يحسب بطريقة مشابهة للقواعد المستندة على التربة مباشرة ، حيث يمكن أن نفترض في هذه الحالة أن القاعدة صلبة وأن النسبة بين الهبوط ، ورد الفعل ثابتة ، وذلك بتقريب يعتبر مقبولاً من أجل الحسابات الانشائية . ففي الشكل (٥-٦) مثلاً ، يمكن حساب رد فعل أي وتد على القاعدة كما يلي :



الشكل (٥-٦)

$$(5-5) \quad q_i = \frac{N}{n} \mp \frac{M_x X_i}{\sum X_i^2}$$

حيث : $M = N.e$

n = عدد الأوتاد في المجموعة .

$\sum X_i^2$ = مجموع مربعات المسافات بين مركز ثقل المجموعة ، ومحاور الأوتاد .

ومن أجل الصف الواحد من الأوتاد التي تقع على مسافات متساوية فيما بينها قدرها (ℓ) ، يكون :

$$(6-5) \quad \sum X^2 = \frac{\ell^2}{12} (m^2 - 1) m$$

حيث (m) هو عدد الأوتاد في الصف الواحد .

* عندما تتعرض القاعدة إلى عزوم انعطاف في الاتجاهين ، كما هو موضح في الشكل (5-7) فإن رد فعل الوتد على القاعدة يكون :

$$(7-5) \quad q_i = \frac{N}{n} \mp \frac{M_x \cdot Y_i}{\sum Y_i^2} \mp \frac{M_y \cdot X_i}{\sum X_i^2}$$

حيث :

N = حاصلة القوى الشاقولية المطبقة .

n = عدد الأوتاد في المجموعة .

M_x = عزم الانعطاف في الاتجاه $(X-X)$

M_y = عزم الانعطاف في الاتجاه $(Y-Y)$

(X_i, Y_i) = إحداثيات الوتد المدروس .

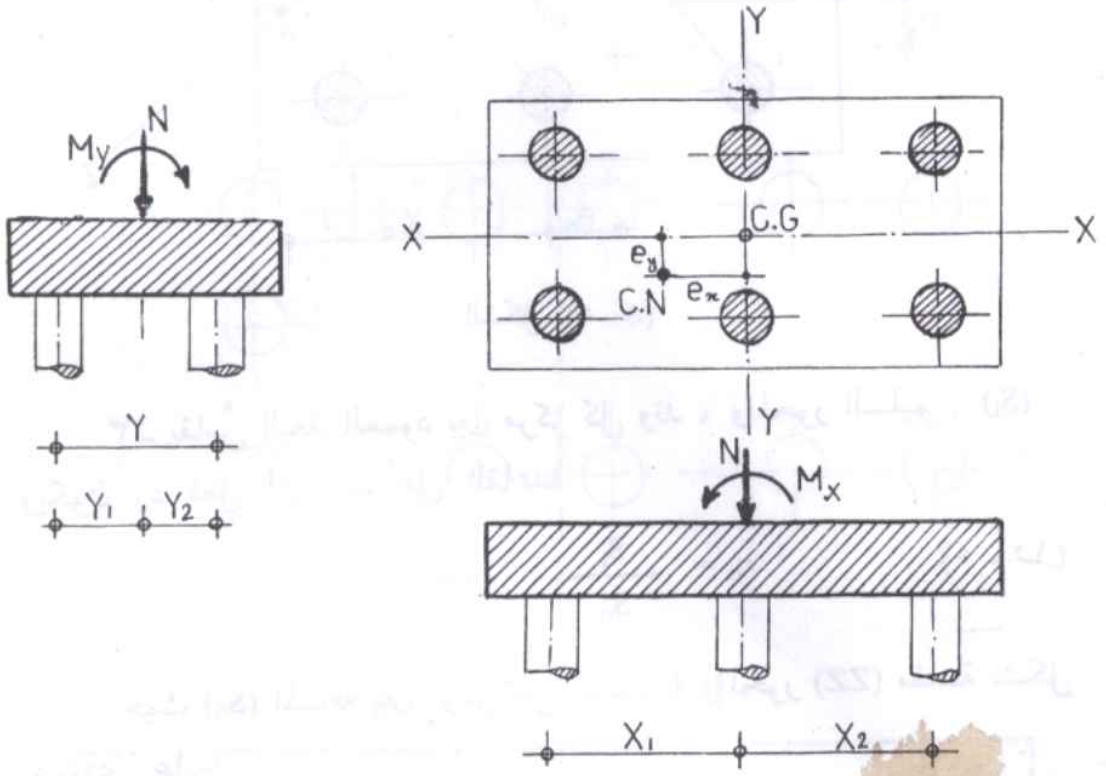
$$M_x = N.e_x$$

$$M_y = N.e_y$$

- هذا ويمكن تحديد ردود الأفعال تخطيطياً كما يلي :

١ - تعين اللامركزية في الاتجاهين $(e_x = \frac{M_x}{N}, e_y = \frac{M_y}{N})$ وترسم على الشكل (انظر الشكل ٨-٥).

٢ - يحدد المحور السليم (Z-Z) من العلاقتين التاليتين ، ويرسم على الشكل أيضاً :



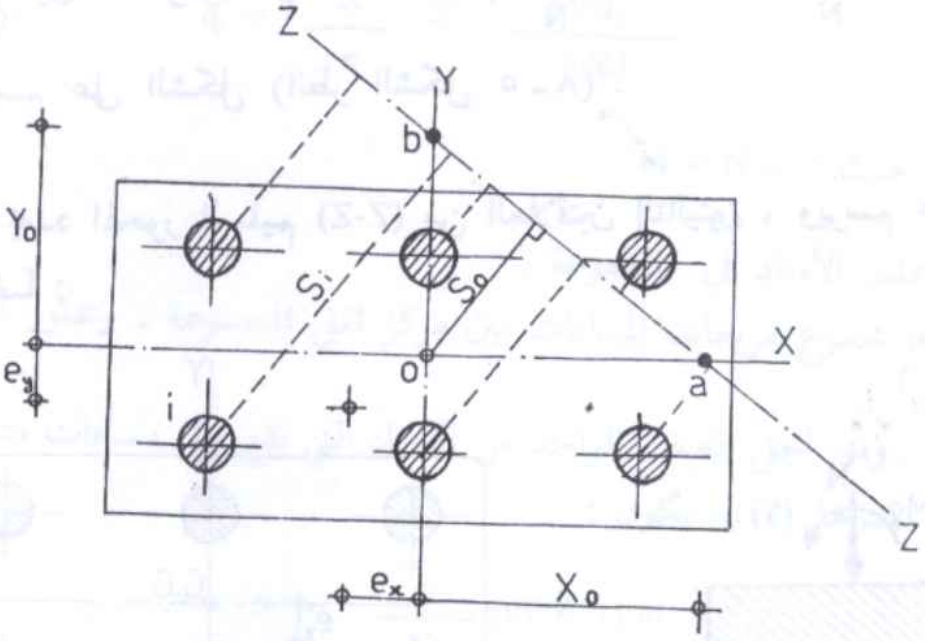
الشكل (٧-٥)

(٨-٥)

$$X_o = \frac{\sum X_i}{n.e_x}$$

(٩-٥)

$$Y_o = \frac{\sum Y_i}{n.e_y}$$



الشكل (٨ - ٥)

٣ - يقاس البعد العمود بين مركز كل وتد ، والمحور السليم . (S_i) .
ويكون رد فعل أي وتد على القاعدة .

$$(١٠ - ٥) \quad q_i = \frac{S_i}{S_o} \cdot \frac{N}{n}$$

حيث (S_o) المسافة بين مركز ثقل المجموعة والمحور (ZZ) مقاسة بشكل عمودي عليه .

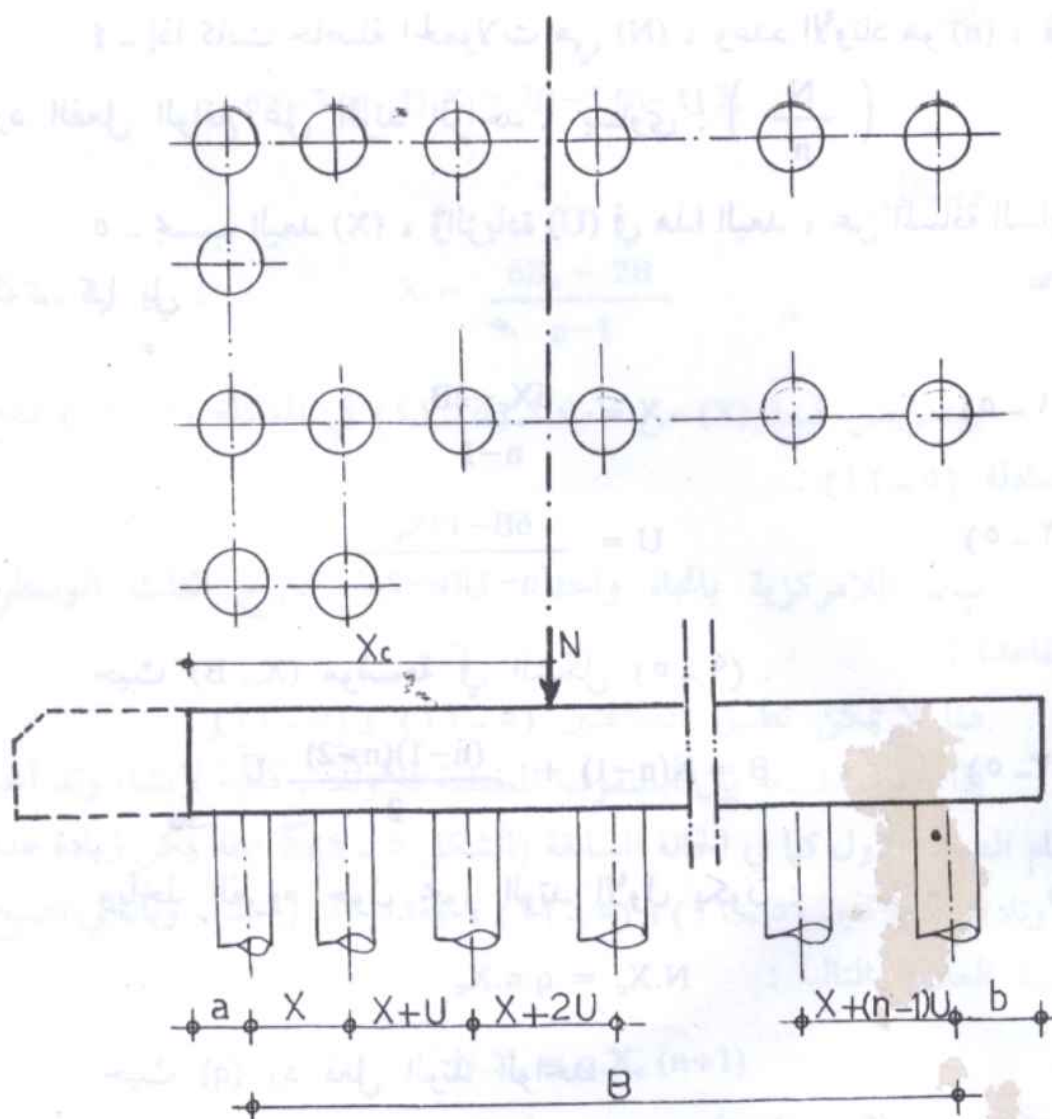
* ملاحظة :

إذا لم يقع المحور السليم (ZZ) خارج الأوتاد بشكل كامل ، فإن الأوتاد التي تقع على أحد جانبي هذا المحور تكون بإشارة مخالفة للأوتاد الأخرى (رد الفعل شد).

٥ - ٣ - ١ ردود الفعل المتساوية على القاعدة :

يمكن تغيير التباعدات بين محاور الأوتاد ، بحيث نحصل على ردود أفعال متساوية منها ، على القاعدة . ويمكن حساب ذلك تحليلياً أو تخطيطياً كما يلي :

أولاً - الطريقة التحليلية :
 لتفادي طريقة المحاولة والخطأ (cut and try) يمكن استخدام السلاسل
 الحسابية (Arithmetical Progression) كما يلي :
 أ - اللامركزية باتجاه واحد ، والحاصلة ضمن الثلث الوسطي للقاعدة :



الشكل (٥ - ٩)

١ - يفرض طول القاعدة ، ويعين بعد طرفها عن حاصلة الحملات الشاقولية (٥ - ٩) .

٢ - يتم اختيار بعد مناسب لمكان الوتد الأول عن الطرف المجاور ، وليكن (a) ، وبعد مناسب لمكان الوتد الأخير عن الطرف المجاور أيضاً ، وليكن (b) .

٣ - توزع الأوتاد الأخرى ، بحيث تكون المسافات بين محاورها سلسلة حسابية تبدأ بالمسافة (X) ، بين محور الوتد الأول ، والوتد الذي يليه مباشرة .

٤ - إذا كانت حاصلة الحملات هي (N) ، وعدد الأوتاد هو (n) ، فإن رد الفعل الواقع على الوتد الواحد ، يساوي : $\left(\frac{N}{n} \right)$

٥ - يحسب البعد (X) ، والزيادة (U) في هذا البعد ، عن المسافة السابقة له ، كما يلي :

$$(٥ - ١١) \quad X = \frac{6X_c - 2B}{n-1}$$

$$(٥ - ١٢) \quad U = \frac{6B - 12X_c}{(n-1)(n-2)}$$

حيث (X_c, B) موضحة في الشكل (٥ - ٩) .

$$(٥ - ١٣) \quad B = X(n-1) + \frac{(n-1)(n-2)}{2} . U$$

وبأخذ العزوم حول محور الوتد الأول يكون :

$$N.X_c = q.n.X_c$$

حيث (q) رد فعل الوتد الواحد .

$$(٥ - ١٤) \quad N.X_c = q.n \frac{n-1}{2} X + q.n \frac{(n-1)(n-2)}{6} . U$$

إذن :

$$(n-1)(n-2)U = 6 \left[X_c - \left(\frac{n-1}{2} \right) X \right]$$

ومن المعادلة (١٣-٥) ينتج ما يلي :

$$(n-1)(n-2)U = 2X(B-n-1)$$

إذن :

$$6X_c - 3(n-1)X = 2B - 2(n-1)X$$

وبالتالي :

$$(١٦-٥) \quad X = \frac{6X_c - 2B}{n-1}$$

وبتعويض قيمة (X) من المعادلة (١١-٥) في المعادلة (١٣-٥) نتج

المعادلة (١٢-٥) . $U = \frac{(6X_c - 2B)(n-2)}{(n-1)(n-2)}$

ب - اللامركزية باتجاه واحد ، والحاصلة خارج الثلث الوسطي

للقاعدة :

هنا لا يمكن تطبيق العلاقتين (١١-٥) و (١٢-٥) .

إذا كانت المسافة بين الصفوف المختلفة للأوتاد ، كافية لإنشاء وتد آخر

أمام الصف الأول كما في الحالة السابقة (الشكل ٩-٥) فإنه يمكن زيادة عدد

الأوتاد في العلاقتين (١١-٥) و (١٢-٥) ، بمقدار وتد واحد ، وبالتالي تصبح

لدينا العلاقة التالية :

$$N.X_c = q.X_c(n+1)$$

$$(١٤-٥) \quad N.X_c = q.X_c.X \frac{n-1}{2} + q.n. \frac{(n-1)(n-2)}{6}.U$$

هذا ويمكن تعيين قيم أخرى للمقدارين (X,U) من المعادلتين التاليتين :

$$(١٤-٥) \quad NX_c = q X_c \cdot X \frac{n-1}{2} + q_n \cdot$$

$$(١٥-٥) \quad X = \left(\frac{1}{n-1} \right) [6X_c (n+1) - 2B]$$

$$(١٦-٥) \quad U = \frac{6B - 12X_c(n+1)}{(n-1)(n-2)}$$

وفي بعض الأحيان التي تتطلب تنفيذ أكثر من وتد واحد في الصف الأوسط ، كما في الحالة (2) من الشكل السابق . تصبح المعادلة (١٤ - ٥) كما يلي :

$$N \cdot X_c = q \cdot X_c (n+2)$$

$$(١٧-٥) \quad N \cdot X_c = q \cdot X_c \left(\frac{n-1}{2} \right) \cdot X + q \cdot n \cdot \frac{(n-1)(n-2)}{6} \cdot U$$

وفي حالة ثلاثة أوتاد وسطية ، نجد :

$$N \cdot X_c = q \cdot X_c (n+3)$$

$$(١٨-٥) \quad N \cdot X_c = q(3X+U) + q \cdot n \left(\frac{n-1}{2} \right) X + q \cdot n \cdot \frac{(n+1)(n-2)}{6} \cdot U$$

وفي حالة أربعة أوتاد :

$$N \cdot X_c = q \cdot X_c \cdot (n+4)$$

$$(١٩-٥) \quad N \cdot X_c = q(6X+4U) + q \cdot n \left(\frac{n-1}{2} \right) \cdot X + q \cdot n \cdot \frac{(n-1)(n-2)}{6} \cdot U$$

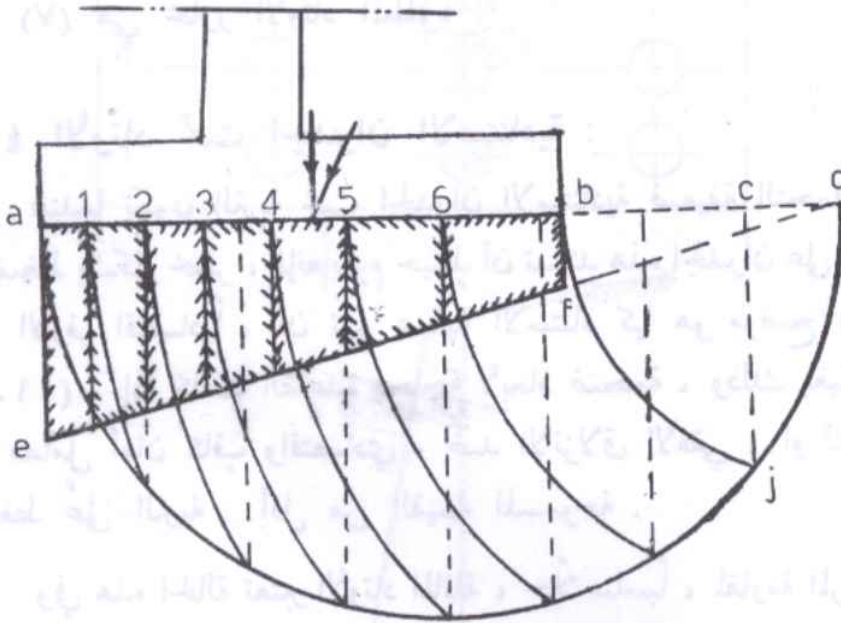
لذلك يمكن من هذه الحالات ، إيجاد معادلة عامة لتعيين (X,U) ...
(انظر التطبيقات العددية في الفقرة ٥ - ٥) .

جـ - اللامركزية بالاتجاهين :

بغية حساب الأبعاد بين الصفوف بالاتجاه المعامد للمحور الأفقي للقاعدة . يمكن اعتبار الصف ، الذي حصلنا عليه في المعادلات السابقة

(اللامركزية باتجاه واحد) كوحدة حسابية ، حيث تحسب الأبعاد بين هذه الصفوف من العلاقات (٥-١١) و (٥-١٢) .

وبشكل آخر يمكن استخدام الطريقة التخطيطية التالية :



الشكل (٥ - ١٠)

١ - نحدد المستقيمين (a,b) و (ef) ليتلاقيا في نقطة (d) ، ونرسم نصف دائرة بحيث يكون قطرها (ad) .

٢ - باستخدام النقطة (d) كمركز ، نرسم القوس (bj) ، بنصف قطر (bd) .

٣ - نرفع من (j) عموداً على (bd) ، فيقطعه في نقطة (c) .

٤ - نحسب عدد الأوتاد (n) المطلوبة ، والتي تستند إليها القاعدة ، والمقابلة للحاصلة (N) .

٥ - نقسم الطول (ac) إلى أجزاء متساوية عددها (n) .

٦ - نرسم أعمدة من نقاط التقسيم ، التي حصلنا عليها (ad) ، فنقطع محيط نصف الدائرة الكبيرة في نقاط مشابهة للنقطة (j) .

٧ - باتخاذ (d) كمركز ، نرسم الأقواس من النقاط التي حددت على محيط الدائرة (نصف الدائرة) (ajd) ، لتقطع أسفل القاعدة في نقاط مثل (1,2,3,...).

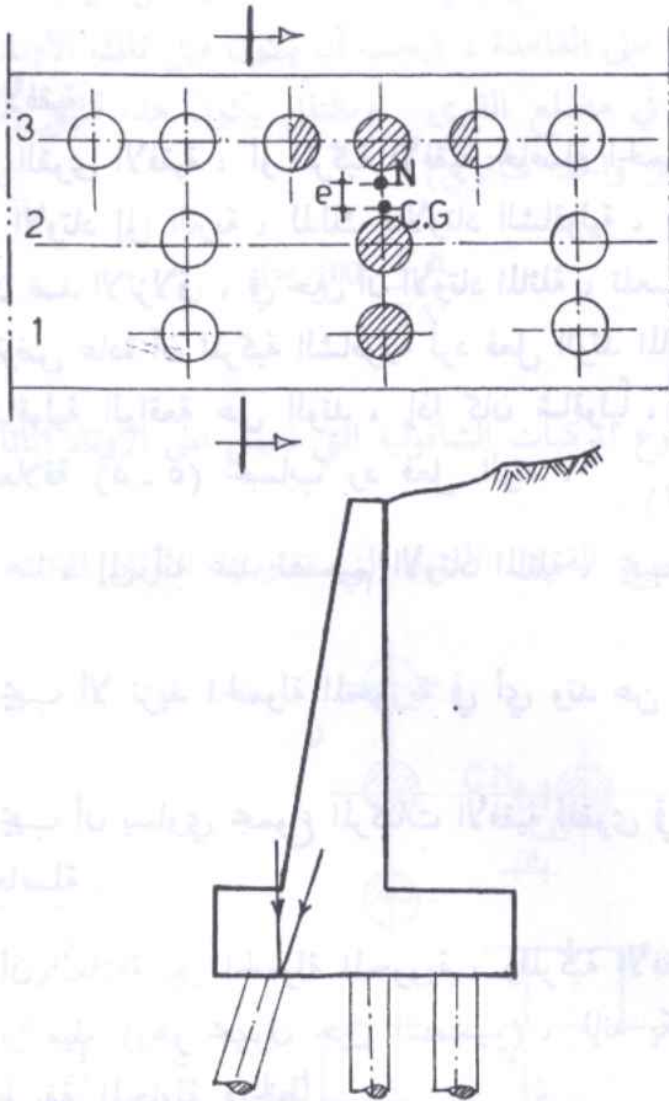
٨ - إن الأعمدة المارة بمركز ثقل ، كل مساحة من المساحات المحددة في البند (٧) هي محاور الأوتاد المطلوبة .

٥ - ٤ الأوتاد تحت الجدران الاستنادية :

عندما تكون التربة تحت الجدران الاستنادية ضعيفة التحمل أو قابلة للانضغاط بشكل خطر ، فإنه يلزم حينئذ أن تستند هذه الجدران على أوتاد . . . ومن الأوفر اقتصادياً ، أن تتم عملية الاستناد كما هو موضح في الشكل (٥ - ١١) ، إذا كانت القاعدة بحاجة لأبعاد ضخمة ، وذلك بغية الحصول على معامل أمان كافٍ واقتصادي ، ضد الانزلاق الأفقي ، أو لتكون شدة الضغط على التربة . أقل من القيمة المسموحة .

وفي هذه الحالة تعتبر الأوتاد المائلة ، حلاً مناسباً ، لمقاومة المركبة الأفقية للحمولات ، التي تتعرض لها القاعدة .

إن الجدران الاستنادية ، الموضح نموذجاً عنها في الشكل (٥ - ١١) قد تصل إلى ارتفاعات كبيرة تزيد عن الستة أمتار ، وهذا ما يسبب نشوء حمولات أفقية مرتفعة نسبياً ، لذا نجد أنه من الضروري حينئذ ، استعمال نفس العدد من الأوتاد في جميع الصفوف ، وتنفيذ أكثر من صف واحد بشكل مائل .



الشكل (١١-٥)

* القوى الشاقولية :

إن مركز ثقل المجموعة ، في الشكل السابق ، يقع بالقرب من حاصلة الحمولات ، وتكون هنا ردود أفعال الأوتاد ومتساوية تقريباً .

يحسب رد فعل الأوتاد في الصف (1) أو (2) ، والمركبة الشاقولية لرد الفعل في الصف (3) المائل من خلا العلاقة (٥ - ٥) . وتكون عزوم الانعطاف

الناجمة عن هذه القوى ، مساوية إلى مجموعة القوى الشاقولية ، باللامركزية (e) .

* القوى الأفقية :

تنتقل القوى الأفقية ، أو المركبة الأفقية لحاصلة الحملات المؤثرة على القاعدة من الأوتاد إلى التربة ، لذلك فالأوتاد الشاقولية ، لا تؤثر كثيراً على معامل الأمان ضد الانزلاق ، في حين أن الأوتاد المائلة ، تلعب دوراً أساسياً في ذلك . ويفترض عادة أن المركبة الشاقولية لرد فعل الوتد المائل ، تساوي إلى الحمولة الشاقولية الواقعة على الوتد ، إذا كان شاقولياً ، وبناءً على ذلك تستخدم العلاقة (٥-٥) لحساب رد فعل الوتد .

ننوه هنا ، إلى أنه عند تصميم الأوتاد المائلة ، يجب تحقيق الشرطين التاليين :

- ١ - يجب ألا تزيد الحمولة المحورية في أي وتد عن مقاومته (أو قدرة تحمله) .
- ٢ - يجب أن يساوي مجموع المركبات الأفقية للقوى في الأوتاد ، المركبة الأفقية للحاصلة .

وبما أن العلاقة بين الحمولة المحورية ، والمركبة الأفقية للوتد المائل ، تتعلق بمقدار ميله (وهو مجهول حين التصميم) ، فإنه يكون من الأنسب استخدام طريقة المحاولة والخطأ .

وكمثال على ذلك ندرس الشكل (٥-١٢) وفق الخطوات التالية :

- ١ - يتم توزيع الأوتاد في وحدة الطول من القاعدة .
- ٢ - يتم حساب ردود الأفعال (q_1, q_2, q_3) من العلاقة (٥-٥) .
- ٣ - نقارن رد الفعل الشاقولي ، في الأوتاد المائلة ، بمقاومة الوتد (حمولته الأمنية) ، ويمكن تحديد أقصى قيمة للمركبة الشاقولية ، بحيث لا تقل عن (8%) من الحمولة الأمنية ، وذلك لأخذ تأثير ميل الوتد .

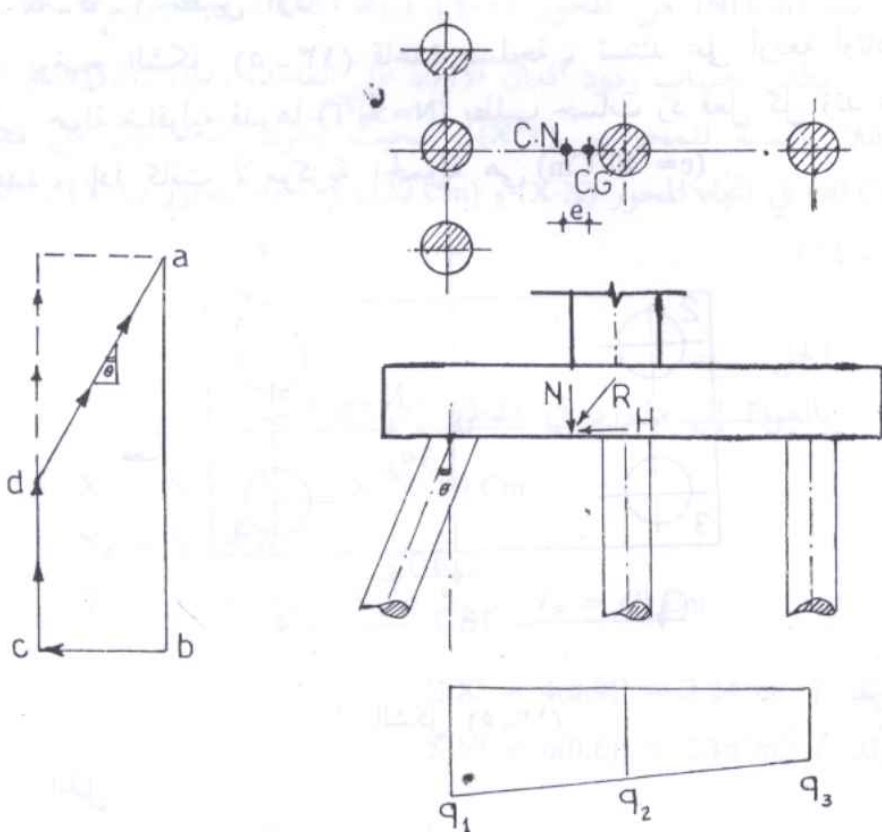
٤ - نرسم مضع القوى للحمولات المحورية الشاقولية والمائلة . ومن مضع القوى ، نجد أن الأوتاد في الصف (١) ستقاوم كل المركبة الأفقية لحاصلة الحمولات المؤثرة على القاعدة ، فيجب أن يكون ميل تلك الأوتاد ، مساوياً إلى ميل الخط (ad) في مضع القوى . وبالتالي يكون هذا الميل (سنتمر واحد أفقي ، لكل متر واحد شاقولي) .

$$j = 100 \frac{\sum h}{\sum V} \quad (٥ - ٢٠)$$

حيث :

$\sum V$ = مجموع المركبات الشاقولية التي تعمل على الأوتاد المائلة ($2V$) في الشكل (٥-١٢) .

$\sum h$ = مجموع القوى الأفقية التي تقاومها الأوتاد المائلة .



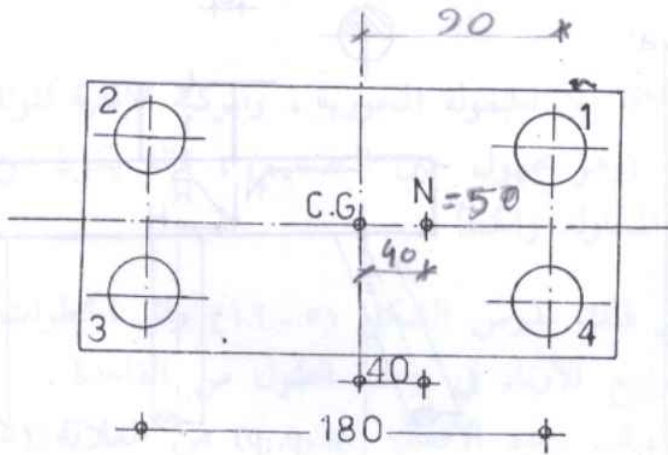
الشكل (٥-١٢)

- ٥ - إذا كان هذا الميل المحسوب ، خارج الحدود المنطقية ، يعاد ترتيب الأوتاد ، أو تستعمل أوتاد مائلة على صفين .
- ٦ - يحسب رد الفعل المحوري في الأوتاد المائلة ، ويقارون بالحمولة الأمنية للوتد الواحد ، وفي حال زيادة رد الفعل عن مقاومة الوتد ، يعاد تغيير الترتيب أيضاً .
- إذا كانت المركبة الأفقية (H) كبيرة ، فيمكن استخدام أكثر من صف من الأوتاد المائلة . مع الإشارة إلى إمكانية اختلاف ميل صف عن آخر . وفي هذه الحالة ، يمكن استنتاج ميل كل صف ، برسم مضع القوى كما في الشكل (٥-١٢) .

٥-٥ تطبيقات عديدة :

٥-٥-١ تطبيق أول :

يوضح الشكل (٥-١٣) قاعدة مسلحة ، تستند على أربعة أوتاد ، وتتلقى حمولة شاقولية قدرها $(N=50T)$ يطلب حساب رد فعل كل وتد على القاعدة ، إذا كانت لا مركزية الحمولة هي $(e = 40 \text{ Cm})$.



الشكل (٥-١٣)

الحل :

باستخدام العلاقة (٥-٥) نجد :

$$q_i = \frac{N}{n} \mp \frac{M \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n X_i^2}$$

$$M = N \cdot e$$

$$q_i = \frac{50}{40} \pm \frac{50 \times 0,4(0,9)}{4(0,9)^2}$$

$$q_i = 12,5 \pm 5,6$$

إذن :

$$q_1 = q_4 = 18,1 \text{ T}$$

$$q_2 = q_3 = 6,9 \text{ T}$$

٢-٥-٥ تطبيق ثاني :

ترتكز قاعدة مسلحة على ستة أوتاد ، وتتعرض إلى حمولة شاقولية ($N=75 \text{ T}$) على بعد (60 Cm) من المحور (Y-Y) و (30 Cm) من المحور (X-X) .

يطلب حساب ردود أفعال الأوتاد على القاعدة ، إذا كان وضع الأوتاد متماثلاً بالنسبة للمحورين (X,Y) ، بحيث يكون البعد بين كل محورين (90 Cm) في اتجاه المحور (X-X) و (120 Cm) في اتجاه المحور (Y-Y) . الشكل (١٤-٥) .

الحل :

بالعودة إلى ما ورد في الفقرة (٣-٥) نجد :

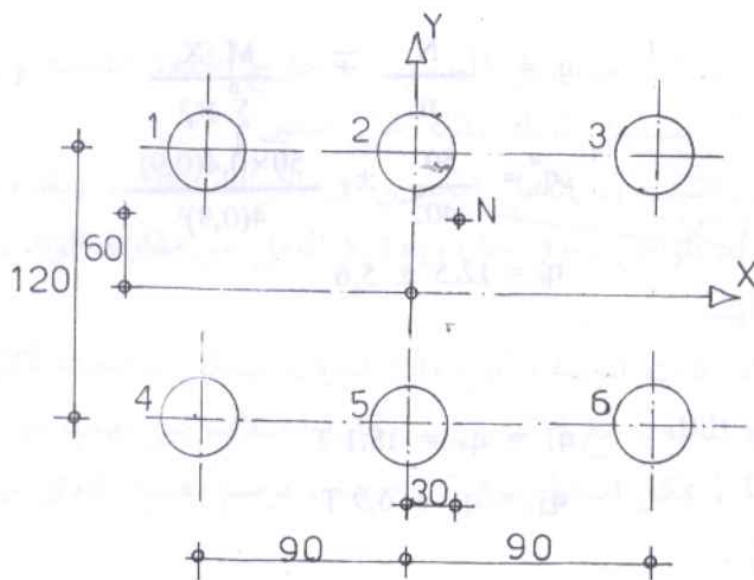
$$X_1 = X_3 = X_4 = X_6 = 90 \text{ Cm}$$

$$X_2 = X_5 = 0$$

$$Y_1 = Y_2 = Y_3 = Y_4 = Y_5 = Y_6 = 60 \text{ Cm}$$

$$\sum X^2 = 4(0,9)^2 = 3,24 \text{ m}^2 \text{ / للوتد}$$

$$\sum Y^2 = 6(0,6)^2 = 2,16 \text{ m}^2 \text{ / للوتد}$$



الشكل (٥-١٣)

وباستخدام العلاقة (٥-٧) نجد :

$$q_i = \frac{N}{n} \mp \frac{M_x \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^6 Y_i^2} + \frac{M_y \cdot X_i}{\sum_{i=1}^6 X_i^2}$$

إذن :

$$q_1 = \frac{75}{6} + \frac{75 \times 0.3 \times 0.6}{2.16} - \frac{75 \times 0.6 \times 0.9}{3.24} = 18,75 \text{ T}$$

$$q_2 = \frac{75}{6} + \frac{75 \times 0.3 \times 0.6}{2.16} + 0 = 18,75 \text{ T}$$

$$q_3 = \frac{75}{6} + \frac{75 \times 0.3 \times 0.6}{2.16} + \frac{75 \times 0.6 \times 0.9}{3.24} = 31,25 \text{ T}$$

$$q_4 = \frac{75}{6} - \frac{75 \times 0.3 \times 0.6}{2.16} - \frac{75 \times 0.6 \times 0.9}{3.24} = -6,25 \text{ T}$$

$$q_5 = \frac{75}{6} - \frac{75 \times 0.3 \times 0.6}{2.16} - 0 = 6,25 \text{ T}$$

$$q_6 = \frac{75}{6} + \frac{75 \times 0.3 \times 0.6}{2.16} - \frac{75 \times 0.6 \times 0.9}{3.24} = 6,25 \text{ T}$$

وللتحقق نجد أن :

$$\sum_{i=1}^6 q_i = 75 \text{ T} = N$$

- أعد حل المسألة بالطريقة البيانية .

٥-٥-٣ تطبيق ثالث :

لدينا مجموعة من ستة أوتاد ، يراد إنشاء قاعدة بيتونية مسلحة فوقها ، بحيث تكون ردود أفعالها على القاعدة متساوية . والمطلوب ، حساب التباعد بين محاور الأوتاد ، إذا كانت حاصلة الحمولات (N=60 T) ، تبعد عن محور الوتد الأول بمقدار (X_c=120 Cm) . والمسافة بين محور هذا الوتد ، ومحور الوتد الأخير (B=250 Cm) . انظر الشكل (٥-٩) .

الحل :

نستخدم معطيات الفقرة (٥-٣-١) ...

فمن العلاقة (٥-١١) نجد :

$$X = \frac{6X_c - 2B}{n - 1}$$
$$X = \frac{6 \times 120 - 2 \times 250}{6 - 1} = 44 \text{ Cm}$$

وبتطبيق العلاقة (٥-١٢) نجد :

$$U = \frac{6B - 12X_c}{(n-1)(n-2)}$$
$$U = \frac{6 \times 250 - 12 \times 120}{(6-1)(6-2)} = 3 \text{ Cm}$$

إذن فالأبعاد بين محاور الأوتاد تكون كما يلي :

$$X = 44 \text{ Cm}$$

$$X + U = 44 + 3 = 47$$

$$X + 2U = 44 + 6 = 50 \text{ Cm}$$

$$X + 3U = 44 + 9 = 53 \text{ cm}$$

$$X + 4U = 44 + 12 = 56 \text{ Cm}$$

إذن :

$$B = 44 + 47 + 50 + 53 + 56 = 250 \text{ Cm}$$

ومن الواضح هنا أن قيمة (X) تزداد بنقصان قيمة (B) أو بنقصان عدد الأوتاد أو بزيادة قيمة (X_c) . . . فلو كانت قيمة (X) صغيرة ولا تسمح بتنفيذ الأوتاد ، فإنه يمكن انقاص عدد الأوتاد في الصف الواحد ، أو بزيادة عرض القاعدة . وإعادة ترتيب الأوتاد ، تبعاً لما ورد في الفقرة (١-٣-٥) .

الفصل السادس

أعمال التأسيس

الفصل السادس

أعمال التأسيس

٦ - ١ مقدمة

٦ - ٢ تدعيم التربة وحفريات الأساسات .

٦ - ٢ - ١ تدعيم الحفريات السطحية .

٦ - ٢ - ٢ تدعيم الحفريات العميقة .

٦ - ٣ تصريف المياه وتثبيت التربة .

٦ - ٣ - ١ التصريف السطحي .

٦ - ٣ - ١ التصريف العميق .

٦ - ٤ وسائل تقوية وتحسين التربة .

الفصل السادس

أعمال التأسيس

٦ - ١ مقدمة :

- تعتبر الأعمال الترابية السابقة لتنفيذ الأساسات ، ذات أهمية خاصة ، لذلك فإن تنظيم تلك الأعمال بشكل يُبقي التربة الطبيعية (أو المحسنة صناعياً) قادرة فنياً على تلقي الحمولات من الأساسات ، أمر في غاية الأهمية . إذ أن التربة قد تتخرب وتصبح خصائصها غير قابلة لذلك حين مزاولة الأعمال الانشائية في مرحلة الحفريات .

إن أعمال تدعيم الحفريات ، وصرف المياه السطحية ، وتخفيض منسوب المياه الجوفية ، وتثبيت التربة وتقويتها صناعياً . . . كل ذلك يعتبر من القضايا التقنية ، الواجب أخذها بالاعتبار حين القيام بأعمال التأسيس ، إن لزمَت طبيعة العمل لها .

- إن الفترات الزمنية التي تبقى خلالها التربة المعدة للتأسيس مكشوفة للعوامل الجوية ، يجب أن تكون أقل ما يمكن ، بغية المحافظة على الخصائص المطلوبة للتربة . هذا إضافة إلى أن استخدام الآليات في الحفر (كالبلدوزرات أو الترسات أو البواكر . . .) يُخلخل الطبقة الأخيرة دوماً من التربة ، لذلك

فإنه يوصى بإزالة الطبقة الأخيرة ، أو حفرها يدوياً بسمكة (10-30 Cm) تبعاً لطبيعة التربة ، ونوعية الآلة المستخدمة في الحفر .

إذن فقبل الوصول إلى منسوب التأسيس بالمسافات المحددة أعلاه ، يجب إيقاف الآلية عن العمل والمتابعة بالحفر يدوياً ، أو باستخدام آلات خفيفة . وإن بقيت هناك طبقة مخلخلة ، بعد هذه الإجراءات ، فإنه يلزم رص التراب بمداخل أو طباشات يدوية .

- قد يحتاج الأمر قبل البدء بتنفيذ الأساسات إلى استعمال التدعيم أو التجفيف أو غير ذلك مما ذكر أعلاه . . . لذلك فالموجز التالي حول هذه الموضوعات يعطي فكرة معقولة حول تقنية العمل .

٦-٢ تدعيم التربة وحفريات الأساسات :

- تعتبر أعمال حفريات الأساسات ، من مهمة مهندسي التنفيذ عموماً ، إذ نادراً ما نجد تعليمات بهذا الخصوص ، مقدمة من قبل المهندس المصمم . لذلك فعند القيام بهذه الأعمال ، قد يحتاج المنفذ إلى تدعيم بعض الحفريات . تنبع الحاجة إلى التدعيم من خلال طبيعة التربة ، وعمق الحفرة ومدة بقائها مكشوفة ، إضافة إلى الحالة الجوية التي ستعرض لها التربة . . - تصنف الحفريات عموماً إلى سطحية (التي لا يزيد عمقها عن ستة أمتار) وعميقة (التي تزيد عن ذلك) .

وقد نحتاج أو لا نحتاج لتدعيم الحفريات السطحية ، وذلك بحسب العوامل المذكورة أعلاه .

ففي الحالة الثانية ، أي عند عدم الحاجة إلى التدعيم ، فإنه يوصى أن تكون ميول جوانب الحفيرة عموماً ، بأقل ما يمكن من التكاليف ، وبحيث لا تؤدي تلك الميول إلى انهيار هذه الجوانب . . . وهذا ما تحدده غالباً خبرة التنفيذ ، بحسب طبيعة التربة .

٦ - ٢ - ١ تدعيم الحفریات السطحية :

- عند الحاجة إلى اعطاء جوانب الحفر ميولاً صغيرة ، أو جعلها شاقولية (كالخفر المجاورة للمنشآت القائمة) ، فإنه يتم اللجوء إلى طرق عديدة ، كما هو موضح أدناه . . . إلا أنه يذكر نظرياً ، بأن الحفریات الشاقولية الضحلة في الترب المتماسكة ، لا تحتاج إلى تدعيم خاص ، إذا كان عمق الحفر ، أقل من العمق الحرج للتربة .

هذا ويوضح الجدول التالي ، قيم ترزافي للعمق الحرج ، لعدة أنواع من التربة الغضارية .

قوام التربة الغضارية	لينة جداً	لينة	متوسطة	صلبة
العمق الحرج (m)	1.60	1.60 - 3.20	3.20 - 575	أقل من 320

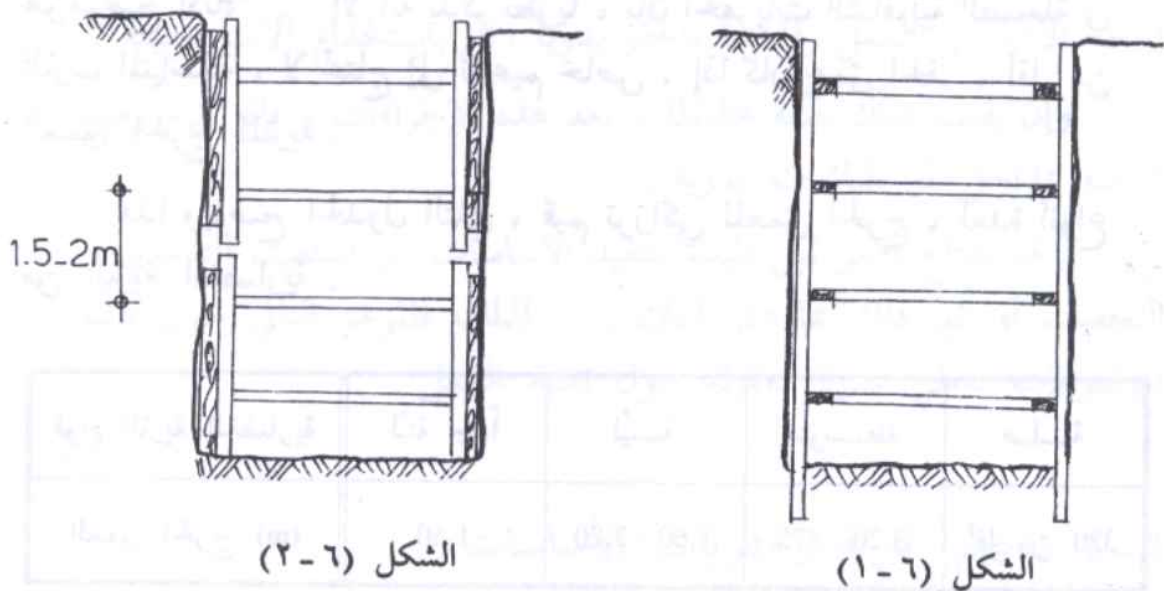
الجدول (٦ - ١)

أما العمق الحرج للترب الرملية ، فيتراوح بين (3-4.75 m) تقريباً .
- إن الشقوق التي تظهر في الترب الطينية ، خلال الفترات الأولى للحفریات ، تؤدي إلى انخفاض العمق الحرج فيها ، وبالتالي إلى انهيار جوانب الحفریات ، لذا يلجأ عادة إلى تدعيم الحواف العلوية للحفریات ، باستخدام ألواح خشبية أو معدنية ، مدعمة بعناصر ضاغطة ، (دعامات) لا يزيد تباعدها عن (2.5 m) .

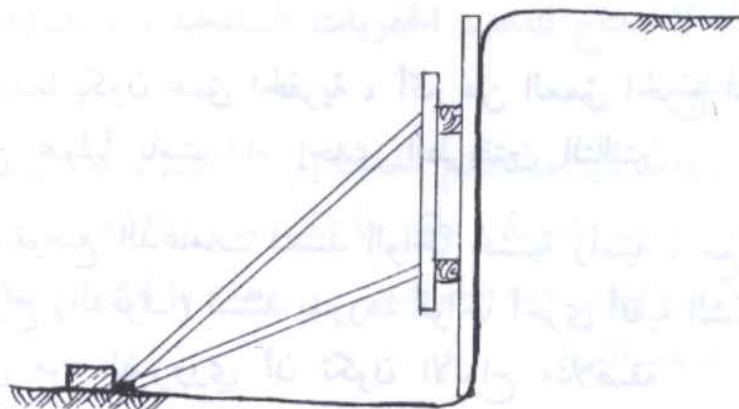
- عندما يكون عمق الحفريّة ، أكبر من العمق الحرج المذكور أعلاه ، فإنه ينصح عملياً باستخدام إحدى الطريقتين التاليتين :

- ١ - توضع الدعامات لتسند ألواحاً خشبية رأسية ، مع تقدم الحفر ، وهذه الألواح (الدفوف) تستند بدورها ألواحاً أخرى أفقية الشكل (٦ - ١) . هذا وليس من الضروري أن تكون الألواح متلاصقة .

٢ - توضع الدعامات ، بحيث تستند مدادات أفقية بواسطة خواير .
وتستند هذه المدادات ألواحاً رأسية متلاصقة الشكل (٦-٢) .



- في كلتا الطريقتين المذكورتين ، يمكن ترك النصف السفلي من الحفرة (بنصف العمق الحرج) بدون تدعيم ، إذا لم يكن هناك احتمالاً لانهيائه .
- توضع الضواغط (الدعامات) لأي نوع من أنواع التربة ، بشكل يكون تباعدها الأفقي حوالي (2.5 m) والشاقولي (1,5-2m) ، وتستخدم بالعادة دعامات خشبية من المورين .



- في الحالات التي لا تسمح بتنفيذ التدعيم كما في الشكلين (٦ - ١) و (٦ - ٢) ، يمكن استخدام دعائم مائلة كما في الشكل (٦ - ٣) .

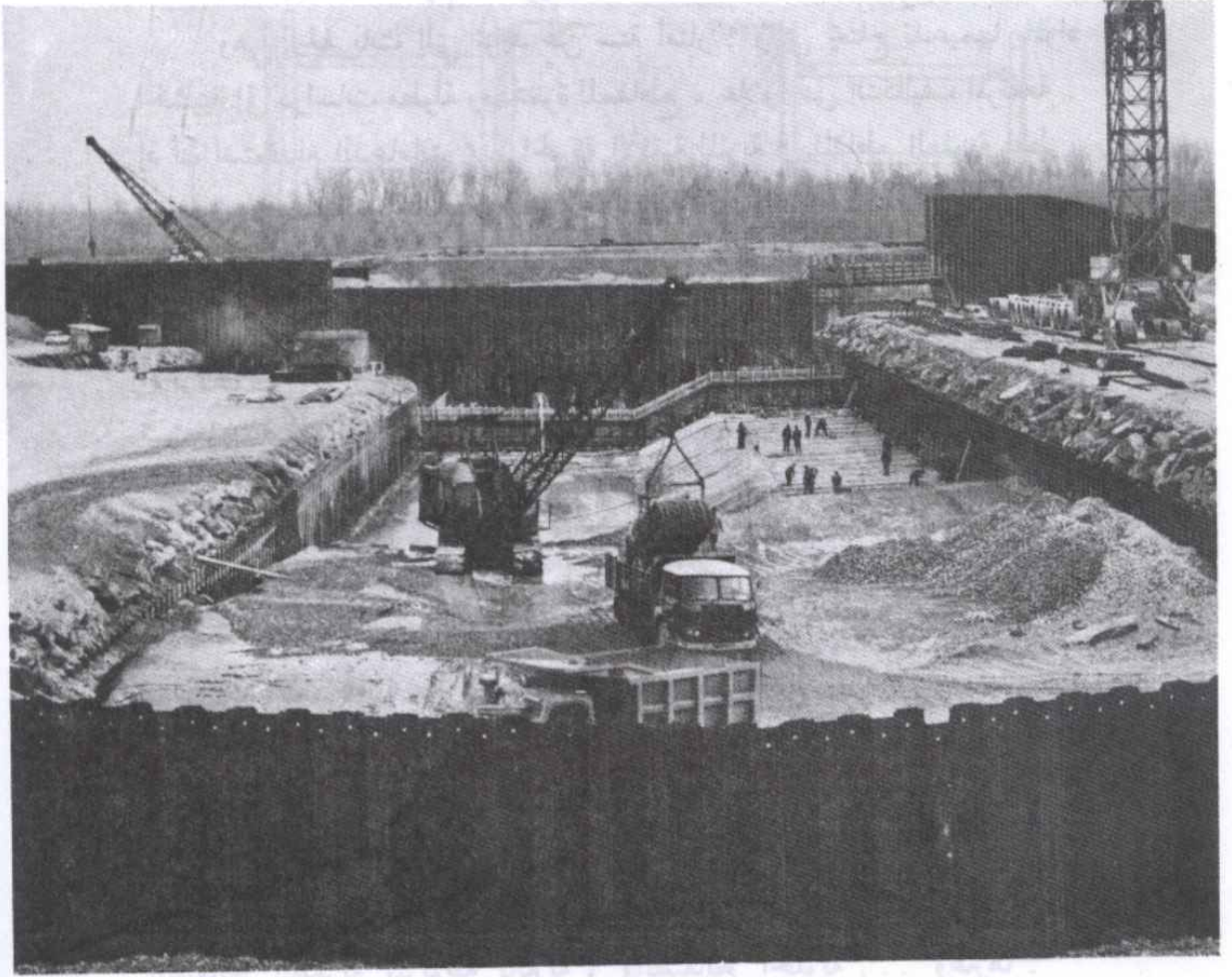
٦ - ٢ - ٢ تدعيم الحفريات العميقة :

وهي الحفريات التي تزيد عن ستة أمتار . والتي يحتاج تدعيمها بالمواد الخشبية إلى دراسات مطولة ومستمرة للمقاطع ، علاوةً على التكاليف المرتفعة . إذ أن استخدام الدعائم يمنع الحركة الأفقية للتربة في المقاطع العلوية فقط ، في حين لا يمنعها في المقاطع السفلية القريبة من قاع الحفريات . وبالتالي فإن سطوح الانزلاق للتربة خلف الصفائح الخشبية (الدفوف) لا يمكن أن تكون مستوية (كما هي في فرضيات كولومب خلف الجدران الاستنادية) . فسطح الانزلاق في هذه الحالة ، يقطع سطح التربة ، بزاوية قائمة ، أي في الحالة التي تستخدم فيها الدعائم والألواح .

إن سطح الانزلاق الفعلي في هذه الحالة ، يأخذ شكل (لولب لوغاريتمي) ، تقريبه إلى أشكال بسيطة يعتبر عملية معقدة رياضياً لحساب الضغط على الدعائم ، ولسنا هنا بصدد دراسة ذلك ..

تم الاستعاضة عن الدعائم الخشبية في هذه الحالة بصفائح معدنية ، يتم دقها في التربة حول الحفريات ، وهذه الصفائح ذات أشكال ومقاطع مختلفة باختلاف الشركات المصنعة لها . ويوضح الشكل (٦ - ٤) أحد أشكال التدعيم بهذه الصفائح .

- وإضافة لهذا الشكل من التدعيم فهناك طرق كثيرة أخرى ، مثل الصفائح الظفرية المربوطة بالتربة ، والصفائح الخلوية ... وغيرها .



الشكل (٦-٤)

٦ - ٣ تصريف المياه من التربة :

- نلاحظ أنه في كثير من الأحيان ، قد تتم أعمال التأسيس على مناسيب أخفض من منسوب المياه الجوفية للتربة .

وتبعاً لما يحدده مهندس التربة بالاستناد إلى طبيعتها ، من الحاجة أو عدم الحاجة إلى تصريف هذه المياه ، يتم اتخاذ الاحتياطات اللازمة .

ونذكر هنا إلى أنه توجد بعض أنواع الترب المتناسكة ، التي لا يعتبر فيها تصريف المياه أمراً ضرورياً ويتبع ذلك معامل نفوذية التربة (K) .

وعلى سبيل المثال يمكن تصنيف ذلك على النحو التالي ؛

معامل نفوذية التربة Cm/sec	منسوب المياه الجوفية	التجفيف
$K \geq 10^{-3}$	فوق منسوب التأسيس	نحتاج لتجفيف التربة بغية تنفيذ الاساسات
$10^{-5} < K < 10^{-3}$	فوق منسوب التأسيس	نحتاج لتجفيف التربة بغية الحفاظ على جوانب الحفرة
$K \leq 10^{-7}$	فوق منسوب التأسيس	ليس من الضروري تجفيف التربة

الجدول (٦ - ٢)

هذا ويوضح الجدول (٦ - ٣) معامل نفوذية التربة لبعض أنواعها .

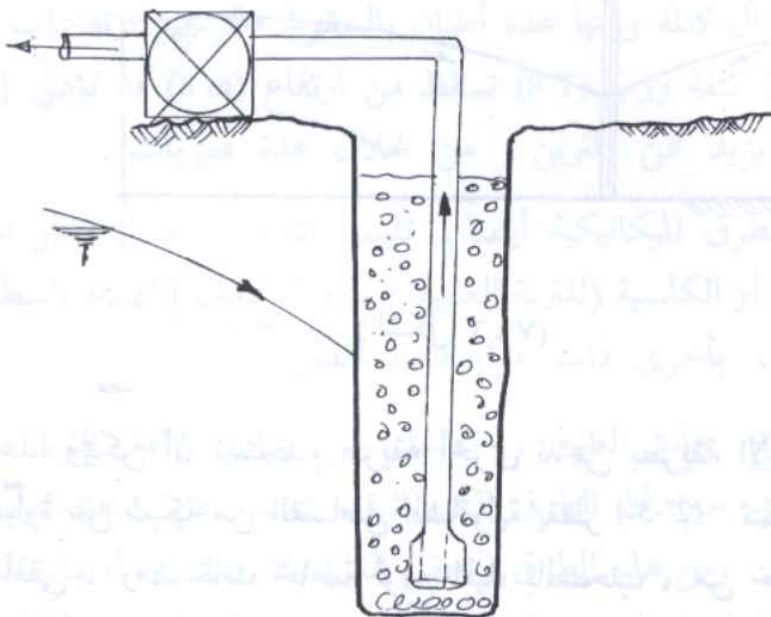
نوع التربة	بحص نظيف	رمل نظيف	خليط من البحص والرمل	رمل ناعم جداً وغضار	غضار متجانس غير خاضع للعوامل الجوية
قيمة (K) Cm/sec	$10^1 - 10^2$	1.0	$10^4 - 10^{-4}$	$10^{-5} - 10^{-6}$	$10^{-7} - 10^{-9}$

الجدول (٦ - ٣)

تعتبر عملية الصرف السطحي ، بسيطة التنفيذ وقليلة التكاليف ، غير أنها تعيق العمل في الموقع أحياناً ، لذلك تستبدل الأقنية في العديد من المواقع ، بشبكة من القساطل المثقبة المحاطة بفلتر رملي (دريناج) .

وفي الحالات التي يطلب فيها ، تخفيف منسوب المياه الجوفية لأعماق بسيطة أو لبضعة أمتار ، فإنه تستخدم مجموعة من الآبار يتراوح عمقها بين (1 - 1.5 m) ، بدلاً عن الأقنية ، ويتوضع داخل كل بئر أنبوب مثقب يلف بشبك معدني ، ويحاط بفلتر من الحصويات على النحو الموضح في الشكل (٦ - ٦) .

يتصل هذا الأنبوب الذي يتراوح قطره عادة (2" - 1.5") بمضخة واحدة أو بمجموعة مضخات تبعاً للحاجة . هذا ويشار إلى أن من مساوئ طرق التصريف هذه ، تصدع جوانب الحفر ، بسبب الميل الهيدروليكي لخط الرشح ، الذي يتشكل بسرعة ، بسبب طريقة الضخ .

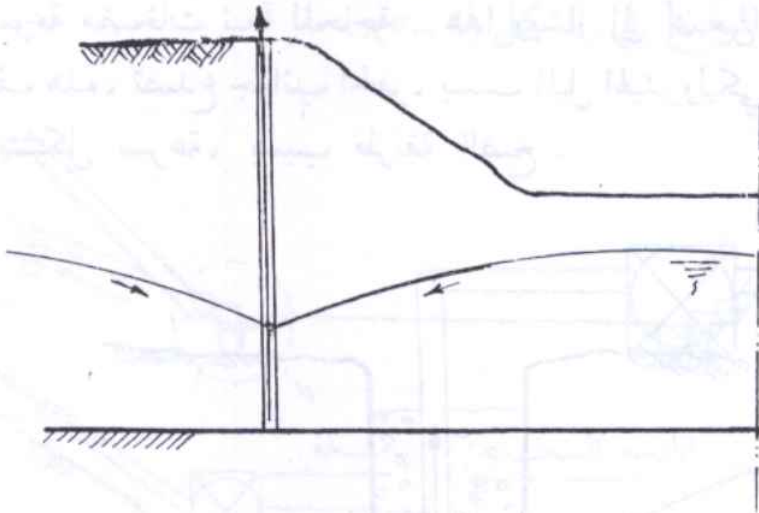


الشكل (٦ - ٦)

٦-٣-٢ التصريف العميق :

تُستخدم في هذه الطرق آبار عميقة ، بغية تخفيض منسوب المياه الجوفية إلى أعماق كبيرة تصل إلى (15 m) . وعادة يتراوح معامل نفوذية التربة التي تستعمل فيها الآبار العميقة بين (10^{-2} - 10^{-4} m/sec) . ونظراً للتكاليف الكبيرة في هذه الطريقة ، فإنها تعتبر مقصورة الاستخدام على المشاريع ذات الأهمية الخاصة .

- تنفذ هذه الآبار ، الموضح نموذجاً عنها في الشكل (٦-٧) بشكل دخول التربة مع المياه المسحوبة ، حيث يستخدم أيضاً الفلتر الرملي حول خط السحب ، بسماكة لا تقل عن (15 cm) كما تتراوح أقطار القساطل المستخدمة في هذا العمل (10"-8") .



(الشكل ٦-٧)

هذا ويمكن أن تستخدم طريقة أخرى تدعى بطريقة الآبار الانبوبية ، وهي عبارة عن شبكة من القساطل الشاقولية بقطر (3"-2") تتصل مع أنبوب رئيسي أفقي ، ومضخات خاصة لرفع المياه بالسحب ، من خلال تفريغ في الأنابيب الأفقية والشاقولية .

وهذه الطريقة مشابهة من حيث التنفيذ للآبار العميقة .

إضافة لما ذكر ، هناك طرق أخرى للتصريف ، كالطرق الكهربائية مثلاً . علاوة عن تخفيف التربة . .

٦ - ٤ وسائل تقوية وتحسين التربة :

يتم اللجوء إلى تقوية التربة وتثبيتها ، لتحسين خصائصها ، في حالات عديدة ، أهمها الحالة التي لا تؤدي فيها زيادة مساحة الأساسات إلى تخفيف هبوط التربة إلى الحدود المسموحة . أو عندما يخشى من فقدان استقرار المنشأ فوق الأساسات ، بسبب التربة .

إن طرائق التقوية والتثبيت عديدة ، وقد تكون ميكانيكية أو فيزيائية أو كيميائية . وعادة لا تستخدم الوسائل ذات التكاليف المرتفعة ، إلا تحت المنشآت الهامة جداً . فمن الطرق الميكانيكية المعروفة ، استخدام رص التربة السطحية ، بآليات وأدوات خاصة بدءاً من المدكات اليدوية ، التي تضغط التربة السطحية لعمق (10-20 cm) ، وانتهاءً بالمدكات الآلية الضخمة ، التي تعتمد على إنزال كتلة وزنها عدة أطنان بالسقوط الحر من ارتفاعات معينة . حيث نجد أن كتلة وزنها (8 T) تسقط من ارتفاع (8 m) قد تؤدي إلى رص التربة بعمق يزيد عن المترين ، من خلال عدة ضربات .

ومن الطرق الميكانيكية أيضاً ، تثبيت التربة بالاهتزاز ، أو استخدام الأوتاد الرملية أو الكلسية (للتربة العميقة) ، أو استبدال الأقسام السطحية من تربة القاعدة ، بأخرى ذات مواصفات أفضل . . .

إن جميع هذه الطرق ، تعتمد عن زيادة كثافة التربة لتحسين مواصفاتها . في حين أن الطرق الكيميائية ، تعتمد على زيادة التماسك بين حبيبات التربة . ومن هذه الطرق ، حقن التربة بالاسمنت ، أو بمادة سيليكات الصوديوم (محلول زجاجي مائي) التي تستخدم في الترب الرملية الجافة والمشبعة ، والترب ذات المسامات الكبيرة عموماً . كما أن استخدام مادة (محلول كلوريد الكالسيوم) ، أو بأية مادة أخرى تؤدي نفس الغرض .

أما الطرق الفيزيائية ، فتشمل ما ورد في الفقرة (٦ - ١) من تصريح للمياه الجوفية بغية تثبيتها أو التقوية الحرارية المستعملة في التربة الغضارية ، ذات الرطوبة القليلة ، ذات معامل النفوذية ($K > 10^{-5} \text{ cm/sec}$) ، أو بالطرق الأخرى . . .

ملحق الكتاب
المواصفات القياسية المصرية لأعمال الأوتاد
وتحمل التربة تحت الأساسات العادية

المواصفات القياسية المصرية للأساسات التوتدية أ.ت.م ١/١٩٧٠

الأساسات التوتدية

١ - المجال

تسري الاشتراطات التالية على جميع أنواع الأوتاد الحاملة ما عدا الأوتاد المختلفة المقطع أيًا كانت مادتها أو طريقة ادخالها في الأرض سواء أكان ذلك بالضغط أو بالدق أو بالبرم أو بالتثقيب . وفي حالة استعمال أنواع من الأوتاد لم ينص عليها في هذه الاشتراطات يجب أن تخضع للاشتراطات التي توافق عليها لجنة أسس تصميم وشروط تنفيذ الأعمال الانشائية وأعمال البناء المشكلة بالقانون رقم ٦ لسنة ١٩٦٤ .

ووظيفة التوتد هي نقل الحمل الواقع عليه إلى طبقات من الأرض يمكنها أن تتحمل الحمل بمعامل مناسب وذلك عن طريق الاحتكاك على جوانب التوتد أو بارتكازه على إحدى طبقات التربة التحتية . فاذا انتقل معظم الحمل عن طريق الاحتكاك الجانبي سمي التوتد بوتد احتكاك أما إذا ارتكز التوتد على طبقة ذات قوة تحمل عالية وبحيث ينتقل معظم الحمل عن طريق الارتكاز فيسمى التوتد بوتد ارتكاز ، (استناد) .

١/١ - عموميات :

١ - يجب أن يؤثر الحمل على التوتد في محوره ، وفي حالة استخدام مجموعة من الأوتاد يجب أن يؤثر الحمل الكلي على المجموعة في مركز ثقلها وإلا وجب اتخاذ الاحتياطات اللازمة كما هو مبين في بند الوسائل (٢ / ٣) .

٢ - إذا تعرضت الأوتاد الرأسية لقوى أفقية يجب أن يراعى في تصميمها تحملها لتلك القوى سواء باستخدام الأوتاد المائلة أو بتسليحها أو باستعمال الشدادات .

٣- يراعى في حساب الأساسات الوتدية أن تتحمل الأوتاد وحدها جميع الأحمال المنتظرة من المنشأ وألا يزيد الجهد في مقطع الوتد على جهد التشغيل المسموح به للمادة المصنوع منها طبقاً لأسس التصميم وشروط التنفيذ .

٤- يجب اتخاذ الاحتياطات اللازمة لحماية الأوتاد أيضاً كان نوعها مما قد يوجد في التربة أو في المياه الجوفية من أملاح أو أحماض أو أي عوامل أخرى ضارة بمادة الوتد .

ويمكن استعمال اسمنت البورتلاندي في بيتون الأوتاد في الحالات التي لا يزيد فيها تركيز أملاح الكبريتات في المياه الجوفية على ٣٠٠ ملليجرام في اللتر (٠,٠٣٪) أما في الحالات التي تزيد درجة تركيز أملاح الكبريتات فيها على ذلك فإنه يلزم استعمال أي نوع من الاسمنت المقاوم للسلفات في عمل البيتون .

وفي حالة عدم زيادة نسبة الكبريتات الذائبة (في صورة ثالث أكسيد الكبريت) على ٣٠٠ ملليجرام في اللتر بالنسبة للمياه الأرضية الساكنة ونصف هذه الكمية في حالة المياه المتحركة يراعى ما يلي :

(أ) أن يكون البيتون المستخدم ذي تكوين يعطى كثافة عالية ونفاذية ضئيلة . ويمكن تقليل النفاذية بإضافة مواد خاصة الى ماء خلط البيتون تتكون أساساً من سيليكات الصوديوم .

(ب) أن تكون الحصويات المستعملة في البيتون من نوع سيليسي وخال من الشوائب الجيرية .

(ج) أن يؤخذ في الاعتبار عند حساب مقطع الوتد استبعاد ذلك الجزء من السطح الملاصق للتربة مباشرة والمحتمل تآكله تحت وجود الكبريتات أو الأملاح الضارة بالبيتون ويمكن عند حساب الاجهادات في جسم الوتد تقليل قطره أو المسافة بين أي ضلعين متوازيين بما يعادل ٦ سم .

٢- الأطوال اللازمة للأوتاد والمسافة بين محاورها والوسائل اللازمة لها :

٢ / ١ - تقدير الأطوال اللازمة للأوتاد :

٢ / ١ / ١ - أوتاد الاستناد :

لتقدير الطول اللازم لوتد الارتكاز أو الاستناد تعمل جسات لمعرفة تتابع طبقات التربة وثخاناتها ومنسوب المياه الجوفية ، وتجري اختبارات لمعرفة خواصها الطبيعية والميكانيكية

وذلك لا يمكن تحديد الطبقة أو الطبقات التي سينتقل عن طريقها الحمل الواقع على الوتد الى التربة . على أن يستمر الجس والاختبار لعمق كاف لضمان عدم وجود طبقات ضعيفة تمت طبقة التأسيس يخشى منها على سلامة المنشأ .

ولمعرفة مدى اختراق الوتد لطبقة الارتكاز يدق وتد تجربة قرب إحدى الجسات مع ملاحظة مقاومة الاختراق لتلك الطبقة ويجب أن يكون وتد التجربة من نفس مقطع ومادة الوتد التي سيصار إلى استعمالها وأن تكون الآلة المستعملة وطريقة الدق مطابقة للتنفيذ الفعلي .

٢/١/٢ - أوتاد الاحتكاك :

إذا لم توجد طبقة صالحة للاستناد على عمق مناسب مما قد يستلزم استعمال أوتاد احتكاك فإن معرفة طول الوتد يتوقف على عوامل كثيرة منها الحمل المقترح على الوتد وتكون طبقات التربة وخواصها الطبيعية والميكانيكية ، ومادة الوتد ومقطعه ، وطريقة ادخاله في الأرض ، وعدد الأوتاد في المجموعة الواحدة ، والمسافات بين محاور الأوتاد ، والهبوط المتوقع للمجموعة . ويلزم دراسة هذه العوامل مجتمعة لتقدير الطول المبدئي اللازم للوتد . أما تحديد الحمل المسموح به على الوتد فيجب أن يكون من واقع نتيجة تجربة تحميل وفقاً للبتدين الخامس والسادس .

٢/٢ - المسافات بين محاور الأوتاد :

للمسافة بين محاور الأوتاد ارتباط بطبيعة التربة ، فكلما كانت التربة غير قابلة للانضغاط كالرمل الكثيف - كلما كان من الواجب ابعاد الأوتاد بعضها عن بعض حتى لا تؤثر الحركة الجانبية والرأسية للتربة الناجمة عن دق الوتد على ما سبق دقه من أوتاد مما قد يسبب تعرضها لضغوط جانبية مرتفعة أو بسبب تحركها من مكانها أو صعودها إلى أعلى وما قد يصحب ذلك من انفصال في حالات الأوتاد غير المسلحة المصبوبة في مكانها .

ويجب أن تكون المسافة بين أوتاد الاحتكاك كافية بحيث يمكن نقل أحمال الأوتاد إلى التربة المحيطة بها على ألا تقل المسافة بين محاور الأوتاد عن ثلاثة أمثال القطر في حالة المقطع الدائري أو ثلاثة أمثال قطر الدائرة الداخلية في حالة المقاطع الأخرى بحيث لا تقل عن متر واحد .

أما أوتاد الارتكاز فيجب ألا تقل المسافة بين محاورها عن مرتين ونصف قطر الأوتاد . وللأوتاد البريئة يجب ألا تقل المسافة بين محورها عن ضعف قطر البريئة .

٣/٢ - الوسائد :

الوسادة هي قاعدة العمود المحمل على وتد . ويجب أن تصمم بحيث تنقل الأحمال الواقعة عليها بأمان الى أوتاد . وعندما تكون من الخرسانة المسلحة يجب أن يمتد تسليح رؤوس الأوتاد داخل الوسادة بطول لا يقل عن ٦٠ سنتيمتراً أو ٥٠ مرة قطر سيخ التسليح أيهما أكبر .

إذا لم تقع محصلة الحمل في مركز ثقل مجموعة الأوتاد يجب حساب توزيع الأحمال عليها والتأكد من أن أيًا منها لا يتعرض لحمل يزيد على حمل التشغيل - ويمكن التغلب على مشكلة ابتعاد الحمل عن مركز ثقل المجموعة بربط الوسادة بوسائد مجاورة .

يراعى ربط وسادة مجموعة الأوتاد التي تقل عن ثلاثة بالوسائد الأخرى المجاورة بشدادات جاسنة لضمان كفاءتها ومنع حركتها الجانبية .

يراعى في تصميم وتنفيذ الوسائد الأسس والشروط الخاصة بها .

٣ - أنواع الأوتاد من حيث مادتها

١/٣ - الأوتاد الخشبية :

ويراعى فيها ما يلي :

١ - أن يكون خشب الأوتاد من النوع الجيد مثل الخشب العريزي وبحيث يقاوم المؤثرات التي قد يتعرض لها .

٢ - أن تكون الأوتاد الخشبية واقعة بأكملها فوق منسوب المياه أو تحت هذا المنسوب حتى لا تتعرض للتعفن والتآكل . وإذا اضطرت الظروف أن يكون الوتد معرضاً للبلل والجفاف يجب أن يعالج بالمواد الحافظة كحقنه بمادة الكريوزوت وذلك حسب الأصول الفنية لهذه العملية .

٣ - إذا كانت الأوتاد دائرية المقطع وجب ألا يقل قطرها عن ١٥ سم عند أسفلها وعن ٢٨ سم على بعد ٦٠ سم من قمته بعد إزالة الأجزاء الزائدة منها بعد دقها . أما إذا كانت الأوتاد مربعة المقطع وجب ألا يقل مقطعها عن ٢٥ × ٢٥ سم في كامل طولها .

٤ - يجب ألا تتعدى الجهود في مقطع الوتد الناتجة عن الدق أو عن التحميل جهد التشغيل المسموح به لنوع الخشب المستعمل .

٥ - تورّد الأوتاد للموقع بأطوال تزيد على الأطوال المقدرة على ضوء الجسات وأوتاد التجربة بما لا يقل عن ٥٠ سم . وبعد دقها تزال منها الأطوال الزائدة أو التي تكون قد تأثرت بالدق .

٦ - يجب أن يزود أسفل الوتد بكعب مدبب من الحديد أو الصلب وأن يوضع طوق من الصلب حول رأس الوتد للمحافظة عليه أثناء الدق .

٧ - يمكن زيادة طول الوتد الخشبي بوصله بأطوال أخرى من نفس المقطع على أن تعمل الوصلة من قطاعات معدنية أو خشبية بمقاسات مناسبة بحيث تتحمل الجهود التي تتعرض لها بأمان .

٢/٣ - الأوتاد الفولاذية :

ويراعى فيها ما يلي :

١ - تدهن الأسطح المعرضة للأوتاد وجهين على الأقل بمركب بيتوميني أو بالقطران المعادل بالجير المطفا أو بطلاء واق قبل دقها في التربة لحمايتها من الصدأ .

٢ - إذا كانت الأوتاد ذات مقطع دائري مفرغ وجب ملؤها بالبيتون بعد ادخالها في الأرض .

٣ - يجب ألا تتعدى الجهود في مقطع الوتد والناجمة عن الدق أو عن التحميل جهد التشغيل المسموح به لنوع الفولاذ المستعمل .

٤ - إذا كان من المحتمل أن يتعرض الوتد لتآكل شديد نتيجة لتأثير التربة أو بفعل المياه الأرضية أو بسبب تيارات كهربية وجب اما حمايته أو زيادة مساحة المقطع لتعويض ما ينتظر أن يفقده بالتآكل .

٥ - يمكن زيادة طول الوتد الفولاذي ، بوصله بأطوال أخرى من نفس المقطع على أن تضمم الوصلة بحيث تتحمل جهود الرفع والنقل والدق والأحمال النهائية بأمان .

٦ - في حالة استعمال الأوتاد البريكية تحسب قوة تحملها عن طريق الارتكاز فقط وذلك على الطبقات التي ترتكز عليها .

٧ - تستعمل الأوتاد اللوحية في أعمال الأساسات ولسند الأتربة اثناء الحفر وفي اقامة السدود الدائمة والمؤقتة وفي أساسات منشآت حجز المياه كالقناطر ونحوها في الأعمال البحرية وغير ذلك .

٣/٣ - الأوتاد البيتونية :

١/٣/٣ - الأوتاد مسبقة الصنع :

ويراعى فيها ما يلي :

١ - يجب أن يكون تصميم مقطع الوتد وتسليحه بحيث يقاوم بأمان الجهود الناشئة عن المناولة والدق والتحميل .

٢ - يجب ألا تقل مساحة التسليح الطولي للوتد بالنسبة إلى مساحة مقطعه ، بفرض استخدام الفولاذ الطري العادي ، عما يلي :

١/٤٪ إذا لم يتعد طول الوتد ٣٠ مرة القطر .

١/٢٪ إذا كان طول الوتد يتراوح بين ٣٠ ، ٤٠ مرة القطر .

٢٪ إذا زاد طول الوتد على ٤٠ مرة القطر .

٣ - يجب أن تكون أسياخ التسليح في الوتد متساوية في الطول وان تمتد داخل كعب الوتد وأن تكون نهاياتها العليا في مستوى واحد عمودي على محور الوتد .

٤ - يكون قضيب التسليح الطولي من الكعب للرأس قطعة واحدة ، فاذا لزم عمل وصلات يجب أن تكون طبقاً لأسس تصميم وشروط تنفيذ البيتون المسلح .

٥ - يجب أن يربط التسليح الطولي للوتد بتسليح عرضي بحيث يكون كل قضيب مربوطاً بأساور طبقاً للفقرات ٦ ، ٧ ، ٨ التالية :

٦ - يجب ألا يقل الحجم الكلي للتسليح العرضي عن (٢٥٪) من حجم الوتد .

٧ - لا تزيد المسافات بين الأساور على أصغر القيم التالية :

(أ) ١٥ مرة قطر أصغر قضيب طولي .

(ب) نصف قطر مقطع الوتد .

(ج) عشرين سنتيمتراً .

٨ - لمقاومة جهود الدق يجب أن تتقارب الأساور عند كل من رأس الوتد وكعبه لمسافة لا تقل عن ثلاثة أمثال الوتد بحيث يكون حجم التسليح العرضي في الأساور تدريجياً في طول يساوي ثلاثة أمثال قطر الوتد حتى تصل الى المسافات المذكورة في الفقرة السابقة .

٩ - يجب ألا يقل غطاء التسليح عن ٤ سم في الأحوال العادية وعن ٦ سم إذا تعرضت الأوتاد لمياه ملحية أو لمؤثرات ضارة بالبيتون ويعمل المقطع بمساحة كافية تراعى فيها أسس تصميم وشروط تنفيذ البيتون المسلح .

١٠ - يجب أن يزود طرف الوتد السفلي بكعب معدني مثبت ببيتون الوتد .

١١ - يجب أن يضاف الى الطول المقدر للوتد طولاً مساوياً لما سوف يكسر من البيتون في الجزء العلوي الذي يتعرض للتشقق بفعل الدق أو لما يتطلبه من ربط حديد تسليح الوتد بالوسادة على ألا يقل هذا الطول عن ٦٠ سم أو ٥٠ مرة قطر أسياخ التسليح الطولي أيهما أكبر .

١٢ - يراعى أثناء دق الوتد أن يربط بقائم المندالة في نقطة أو أكثر حسب طول الوتد وذلك لمقاومة الانبعاج أثناء الدق ، ويجب تجهيز الوتد بثقوب لهذا الغرض أو اتخاذ الاحتياطات اللازمة أثناء الدق .

١٣ - يراعى في البيتون المستعمل في الأوتاد المسبقة الصنع ما يلي :

- أن يكون البيتون المستعمل في الصب ذي كثافة عالية .

- ألا تقل كمية الاسمنت المستعملة في صنع الأوتاد عن ٣٥٠ كيلو جراماً للمتر المكعب كما يجب استعمال الهزازات الميكانيكية أثناء الصب ويحسن أن يكون الهز على الفرع .

- أن تكون نسبة المياه للأسمنت أقل ما يمكن على أن تعطى بيتون قابل للتشغيل .

- أن تكون الطبالي والفرع التي تصب فيها الأوتاد ثابتة طوال مدة الصب حتى تمام تصلدها . كما يجب اتخاذ الاحتياطات اللازمة لمنع التصاق الفرع بالأوتاد .

- أن تحفظ الأوتاد مبللة أو مغمورة بالماء لمدة لا تقل عن سبعة أيام كما يجب مراعاة ذلك في الأوتاد المصبوبة باسمنت سريع التصلد خاصة في الفترة التي تلي صبها مباشرة .

- ألا يدق الوتد المصبوب باسمنت بورتلاندي عادي قبل مضي أربعة اسابيع من تاريخ الصب والوتد المصبوب باسمنت سريع التصلد قبل مضي اسبوع من تاريخ الصب .

- إذا اقتضى الأمر عمل وصلة لوتد بيتوني سابق الصب وجب كشف أسياخ التسليح لطول لا يقل عن خمسين مرة قطر سبيخ التسليح وذلك لوصل التسليح الطولي ، وفي هذه الحالة يطبق على الجزء المضاف للوتد كل ما سبق النص عليه بالنسبة لرأس الوتد ولا يجوز أن يعاد الدق على الوتد الموصول قبل مضي المدة المحددة بالفقرة السابقة .

٢/٣/٣ - الأوتاد المصبوبة في المكان :

ويراعى فيها ما يلي :

١ - تعمل الأوتاد البيتونية المصبوبة في مكانها بثقب الأرض بالعمق والقطر المطلوبين

ثم ملء هذا الثقب بالبيتون العادي أو المسلح .

٢ - عند عمل الأوتاد المصبوبة في مكانها باستعمال مواسير من الفولاذ مسدودة من أسفلها بكعب . يجب أن يصمم الكعب بحيث يستطيع مقاومة المواد الصلبة التي قد تعترضه وأن يثبت في الماسورة بطريقة تضمن عدم انفصاله عنها أثناء الدق وعدم تسرب المياه الأرضية الى المواسير ولا يجوز الاستمرار في عمل الوند اذا تسربت المياه الأرضية داخل الماسورة بسبب كسر الكعب او انفصاله عن الماسورة أو لأي سبب آخر .

٣ - يجب أن يتم صب البيتون داخل المواسير بطريقة لا تنفصل بها مكوناته ، وقبل سحب الماسورة الى أعلى يجب أن يكون ارتفاع البيتون داخلها كافياً لمنع دخول التربة والمياه الأرضية واختلاطها بالبيتون .

٤ - يجب حساب حجم الوند وتقدير ما يلزمه من البيتون ويجب وضع ما لا يقل عن ذلك الحجم من البيتون في الثقب حتى يمكن التأكد من عدم وجود فراغات في الوند .

٥ - الأوتاد التي تغوص سواء باستخدام المواسير أو بدونها ، يجب أن يملأ الثقب دوماً بالمياه لمنسوب المياه الأرضية أو للمنسوب الذي يوازن الضغط الهيدروستاتيكي الواقع على الطبقة التحتية لمنع انسياب الطبقة الطينية أو فوران الرمل داخله أو باستخدام أي وسائل أخرى .

وقبل تفريغ الماسورة أو الثقب من المياه لملئه بالبيتون ، فانه يجب الصب للوصول إلى الارتفاع كافٍ يمنع دخول التربة واختلاطها بالبيتون .

٦ - يجب تسليح الجزء العلوي من الأوتاد المصبوبة في المكان بطول كافٍ في حالة تعرضها لعزوم انحناء أو قوى أفقية . وبصفة عامة في مثل هذه الحالات يجب ألا يقل التسليح عن أربعة قضبان قطر ١٦ مم بطول ثلاثة أمتار .

٧ - يجب أن يصب الوند أطول قليلاً من الطول المطلوب حتى يمكن ازالة أي بيتون مفكك وكشف قضبان التسليح لربطها بالوسادة .

٨ - يجب ألا تقل كمية الاسمنت في الأوتاد عن ٣٠٠ كجم في المتر المكعب من البيتون وبحيث تكون مقاومة المكعب القياسي للضغط بعد ٢٨ يوماً في الموقع ١٨٠ كجم/سم^٢ كحد أدنى .

٤ - دق الأوتاد

١/٤ - المطرقة :

ويراعى فيها الاشتراطات التالية :

- يجب أن تكون المطرقة المستعملة في الدق ذات وزن كافٍ للحصول على كفاءة عالية لاختراق الوند للتربة تحت تأثير ضرباتها .

- كما يجب أن يكون وزن المطرق متناسباً مع وزن الوتد بحيث لا تقل كفاءة الدق عن ٣٠٪ محسوبة باستعمال إحدى المعادلات الديناميكية المتبعة دولياً والتي سبق تطبيقها في الجمهورية ، وبحيث لا يقل الاختراق النهائي عن ٠,٢٥ سنتيمتر للدقة الواحدة محسوبة من نفس المعادلة ما لم يصل الوتد الى الصخر ، ويجب ألا يزيد المشوار على ١٣٥ سنتيمتراً في حالة المطرقة حرة السقوط .

- ولكفاءة الدق توجد علاقة بين وزن المطرقة ووزن الوتد كما هو مبين على سبيل الاسترشاد بالجدول رقم (١) .

نوع الوتد	وزن المطرقة الساقطة	وزن المطرقة البخارية
خشبي	لا يقل عن ضعف وزن الوتد	لا يقل عن وزن الوتد
فولاذي او بيتوني	لا يقل عن وزن الوتد	لا يقل عن وزن $\frac{2}{3}$ وزن الوتد
ستائر حديدية	لا يقل عن $2\frac{1}{4}$ وزن الستارة	لا يقل عن $2\frac{1}{4}$ وزن الستارة
ستائر خشبية	لا يقل عن $2\frac{1}{4}$ وزن الستارة	
ستائر بيتونية	ما بين وزن الستارة و ٠,٦ من وزنها	

جدول (١)

(**) اذا كان الدق في أرض سهلة وجب ألا يقل وزن المطرق من $1\frac{1}{2}$ وزن الستارة .

(*) يجب ألا يزيد مشوار المطرقة على ٩٠ سنتيمتراً فقط .

- وعلى العموم فمن الأفضل استعمال مطرقة ثقيلة مع سقوط قليل حتى لا تتسبب جهود الدق المتولدة في رأس الوتد في تفتتها .

٣/٤ - عملية الدق :

وتراعى فيها الاحتياطات التالية :

١ - يجب أن يوضع أثناء عملية الدق طربوش من الفولاذ مزود بقطعة من الخشب فوق رأس الوتد لتلقى ضربات المطرقة . وفي حالة الأوتاد البيتونية المسبقة الصنع يجب حماية رأس الوتد بوسادة على درجة من الليونة .

٢ - إذ أنزل الوتد في الأرض بفوارات المياه يجب أن يدق بعد إيقاف الفوارات حتى الحصول على درجة الامتناع المطلوبة .

٣ - يجب أن تدق الأوتاد رأسياً أو حسب الميل المقرر لها ، فإذا انحرف وتد عن الاتجاه الصحيح بحيث لا يمكن مقاومة عزوم الانحناء ، اما بتقوية الأساس أو الوسادة أو الأربطة ، وجب استبداله أو اضافة وتد آخر أو أكثر إلى المجموعة .

٤ - يجب التحقق من بقاء الأوتاد في مناسبتها وعدم صعودها الى أعلى اثناء دق بقية الأوتاد ، فإذا حدث ذلك يجب إعادة دقها حتى الحصول على الامتناع المناسب مع التأكد من عدم كسرها ويمكن التحقق من مقاومتها للحمل الواقع عليها باجراء تجربة التحميل .

٥ - يراعى عند دق الأوتاد المتقاربة ، الا تحصر بينها منطقة يصعب الدق فيها إلى العمق المطلوب ، وعند دق اوتاد بجوار مبان قائمة يراعى أن بدأ بدق الأوتاد المجاورة لها .

٦ - يجب أن يباشر عملية دق الأوتاد مراقب متمرن تحت اشراف مهندس مسؤول ويجب تسجيل المعلومات التالية :

- (أ) نوع ووزن المطرقة .
- (ب) مقدار سقوط المطرقة (المشوار) .
- (ج) بيانات عن الوتد ترصد في جدول تشمل .
 - ترتيب الوتد في الدق .
 - وزن الوتد أو الماسورة المستعملة في صنع الوتد .
 - مقطع الوتد .
 - مقدار الامتناع في العشر دقائق الأخيرة .
 - حجم البيتون المستعمل .
 - منسوب أعلى الوتد بعد اتمام تنفيذه بالنسبة لنقطة ثابتة .
- (د) البيانات لبعض اوتاد يختارها المهندس المشرف وتشمل :
 - رصد الاختراق لطول الوتد بأكمله .
 - قياس الانضغاط المؤقت في الوتد وفي التربة .

٥ - تحديد قوة تحمل الأوتاد

١/٥ - مبادئ عامة :

١ - يحدد مقطع الوتد ، بحيث يتحمل بأمان الجهود الناتجة عن المناولة والدق والحمل الواقع عليه ، ويجب ألا تزيد جهود التحميل في أي مقطع من الوتد على المئين بجدول (٢) .

(ب) اذا كانت تربة الطبقة السطحية رخوة تفرض تلك النقطة (المفصلة) على عمق يساوي نصف ثخانة تلك الطبقة بحيث لا يقل عن ١٠/١ من الطول الحر للوتد .
٣ - تنقل الأوتاد الجزء الأكبر من احمالها الى التربة اما بالارتكاز وإما بالاحتكاك .
وأفضل طريقة لتحديد قوة تحمل الوتد هي اجراء تجربة تحميل بالطريقة الواردة في البند (٦) .

٣/٥ - تحديد قوة تحمل أوتاد الارتكاز :

١/٢/٥ - يمكن تقدير تحمل الوتد بالتقريب باتباع مايلي :-
(أولاً) باستخدام جهاز الاختراق المخروطي أو أي جهاز معترف به لاختبار قوة تحمل الطبقة التي سيرتكز عليها الوتد حتى عمق كافٍ لضمان عدم وجود طبقات ضعيفة تحتها يخشى منها على سلامة التأسيس .

(ثانياً) باستخدام معادلات الامتناع المثبتة دولياً والتي سبق تطبيقها في الجمهورية .
(ثالثاً) باستخدام تجارب التحميل - انظر بند ١/٦ ، ٢/٦ .

٢/٢/٥ - عند تحديد الحمل المسموح به على الوتد يراعى مايلي :

(آ) في حالة تحديد حمل تشغيل الوتد من تجربة تحميل يؤخذ معامل أمان قدره اثنان بشرط ألا تتجاوز الاجهادات الواقعة على المقطع القيم المنصوص عنها في بند ١/٥ - وترسم منحنيات توضح العلاقة بين حمل الوتد والهبوط ، ويعتبر الحمل المقابل لنقطة على المنحني يبدأ فيها زيادة الهبوط بشكل ظاهر يخرج عن متوسط حد التناسب بين الحمل والهبوط هو الحمل الذي يؤخذ كأقصى حمل الوتد ويكون حمل التشغيل جزءاً منه طبقاً للقواعد السابقة - ويسمح أن ينقص معامل الأمان الى واحد ونصف في حالات المباني العادية بشرط النص على ذلك في التعاقد .

كما يجب زيادة معامل الأمان في حالة المنشآت التي لايسمح فيها بهبوط محسوس أو فروق محسوسة في الهبوط وفي حالة المنشآت المعرضة لصدمات ميكانيكية قوية .

(ب) في حالة تحديد حمل تشغيل الوتد باستخدام معادلات الامتناع تؤخذ قيم معاملات الأمان المقابل لتلك المعادلات .

ولا داعي للمغالاة في الدق العنيف بعد الحصول على الامتناع المطلوب خوفاً من كسر كعب الوتد كما يراعى ان يكون الدق مستمراً ومنتظماً على رأس الوتد قبل رصد الامتناع .

(ج) اذا اخترقت الاوتاد الارتكاز طبقات ردم حديثة لم يتم تدعيمها الكامل أو طبقات طينية ذات الحساسية العالية فان تدعيم (Consolidation) الردم أو هبوط الطينة نتيجة لعجنها (reinoulding) أثناء الدق يسببان حملاً اضافياً على هذه الأوتاد ويمكن تقدير الحمل الإضافي الواقع على مجموعة الأوتاد المدفونة بضرب محيطها في جهد الاحتكاك بينها وبين التربة الهابطة ، ويجب أخذ ذلك في الاعتبار عند تقدير الحمل المسموح به للوتد .

(د) اذا تم الوصول الى حد الامتناع مع وجود تفاوت كبير في اطوال الأوتاد ، فيجب في هذه الحالة عمل جسات مجاورة اضافية للتأكد من سبب تفاوت الأطوار وعدم وجود طبقات ضعيفة تحت الأوتاد القصيرة .

ويراعى في جميع الأحوال أن الوصول للأوتاد الى حد الامتناع المقرر هو على سبيل الاسترشاد فقط للوصول إلى طبقة الارتكاز ويفضل مقارنته بنتائج تجارب التحميل وطبقات التربة حسب نتائج الجسات .

٣/٥ - تحديد قوة تحمل أوتاد الاحتكاك :

١/٣/٥ - تقدير تحميل الأوتاد :

- لا يسمح باستخدام المعادلات الديناميكية في تقدير حمل الوتد الاحتكاك في التربة الطينية .

- أفضل طريقة لتحديد قوة تحمل وتد الاحتكاك هي اجراء تجربة التحميل على مجموعة من الأوتاد لا تقل عن ثلاثة تحمل الى حد الانهيار ولا يجوز اجراء التجربة قبل مضي أربعة اسابيع من تاريخ الدق .

- يمكن تقدير قوة تحمل الوتد تقديراً تقريبياً بعمل تجارب القص على عينات في حالتها الطبيعية من التربة المحيطة بالوتد على أن يؤخذ في الاعتبار مدى تأثير الطينة المحيطة بالوتد بعملية الدق .

- يجب ملاحظة أن وجود وتد الاحتكاك في مجموعات قد يقلل من قدرته على حمل مماثل لما كان يمكن أن يحمله لو كان بمفرده .

- عند تحديد قوة تحمل مجموعة من اوتاد الاحتكاك يعتبر المحيط الذي تحتسب عليه مقاومة القص أصغر القيمتين التاليتين :

(أ) المحيط الخارجي للمجموعة .

(ب) محيط الوتد مضروباً في عدد الأوتاد .

٢/٣/٥ - تقدير الحمل المسموح به على أوتاد الاحتكاك :

- لا يقل معامل الأمان عن ٣ ويمكن زيادته حسب طبيعة المنشأة والهبوط المسموح به ونسبة الحمل الحي للحمل الميت ومدة تأثيره والظروف الأخرى المؤثرة .
- في حالة الأعمال المؤقتة أو المنشآت التي تتحمل الكثير من الهبوط يجوز أن يقل معامل الأمان عن ٣ .

* ملاحظة :

إذا كانت الطبقات التي ستخترقها أوتاد الاحتكاك من الطينة ذات الحساسية العالية يجب أن تنفذ الأوتاد بطريقة الثقيب ، إذ أن عملية الدق في هذه الحالة تسبب عجن الطين الحساس وتولد قوى تحسب الأوتاد الى أسفل محدثة هبوطاً إضافياً في المبنى .

٦ - تجارب التحميل

١/٦ - عموميات :

- ١ - تجرى تجارب التحميل لتحديد الحمل المسموح به على الوتد .
- ٢ - يحدد عدد تجارب التحميل عند اجرائها حسب ظروف الموقع بحيث لا يقل عن تجربة لكل ٢٠٠ وتد .
- ٣ - يجوز اجراء تجربة التحميل على وتد واحد ، وذلك في حالة اوتاد الارتكاز ، أما في حالة الاحتكاك فيجب اجراء التجربة على مجموعة من أوتاد لا تقل عن ثلاثة .
- ٤ - تعمل قاعدة للتحميل فوق رأس الوتد أو رؤوس مجموعة الأوتاد الجاري تجربتها ويجب أن تنقل القاعدة الحمل بالتساوي الى الأوتاد ولا تعرضها لاجهادات متفاوتة ناشئة عن عدم تماثل الحمل الموضوع على القاعدة وذلك بأن يكون مركز نقل الحمل منطبقاً على مركز ثقل الوتد أو مجموعة الأوتاد .
- ٥ - لا يجوز اجراء التجربة على الأوتاد الا بعد مضي أربعة أسابيع من دقها .
- ٦ - يوضع حمل التجربة بالتدرج بحيث لا يتجاوز ما يوضع منه في المرة الواحدة ربع الحمل الكلي أو ١٠ طن أيهما أقل .
- ٧ - يجب أن تكون جميع الأجهزة المستعملة في رصد نتائج تجارب التحميل دقيقة كما تكون طريقة الرصد ، بحيث تعطي نتائج صحيحة .

٨ - ترصد قراءات الهبوط قبل وضع الحمل مباشرة ثم بعد ٢٤ ساعة من وضع الحمل ولا يجوز زيادة الحمل قبل مضي ٢٤ ساعة من انتهاء التحميل السالف . وعند وصول حمل التجربة الى نهايته يترك مدة لا تقل عن سبعة أيام ترصد خلالها وفي نهايتها قراءات الهبوط .

٩ - يرصد الهبوط بطريقة دقيقة فاذا كان الرصد عن طريق الميزانيات وجب أن يكون الرصد بالنسبة لنقطة ثابتة بعيدة عن موقع التجربة على أن يؤخذ متوسط القراءات لجميع جوانب القاعدة .

١٠ - ترسم نتيجة تجربة التحميل رسماً بيانياً موضحاً العلاقة بين مقادير الأحمال ومقادير الهبوط .

١١ - لا يجوز تعريض أوتاد التجربة وكل الأعمال الخاصة بها لأي اهتزازات أو أي عوامل أخرى تؤثر على نتيجة التجربة طوال مدة اجرائها .

١٢ - في حالة التحميل بواسطة الروافع الهيدروليكية يجب التأكد من بقاء الحمل ثابتاً على الأوتاد طوال المدة المقررة له - وإذا كان تحميل الرافعة الهيدروليكية عن طريق جاذز وجب ان يكون تثبيت طرفي الجاذز بأوتاد شد مدقوقة على بعد لا يقل عن ١ ١/٢ متر من وتد التجربة .

١٣ - تسري جميع المبادئ السابقة أيضاً على التجارب الخاصة بأوتاد الشد Tension Pile وبالإضافة الى ما تقدم يجب ملاحظة ما يلي :

١٤ - عند تعذر قراءة الهبوط المقابل لوزن قاعدة التحميل يمكن مد منحني الحمل / الهبوط الى المحور الرأسي المقابل لوزن القاعدة واعتبار نقطة تقاطعها نقطة الصفر المعدلة للحمل الكلي داخلاً فيه وزن القاعدة ويقاس الهبوط الكلي من المحور الأفقي من نقطة الصفر المعدلة .

٢/٦ - أوتاد الارتكاز المنتهية في طبقة ذات ثخانة كافية من الرمل أو الزلط :

بالإضافة الى كل ماورد في بند (١/٦) يجب مراعاة مايلي :

١ - تجري تجربة التحميل حتى يبلغ الحمل ضعف الحمل التصميمي ما لم يتفق على انقاصه الى مرة ونصف وذلك في حالة المنشآت التي تسمح بذلك .

٢ - بالنسبة للأوتاد التي لا يزيد قطرها عن ٤٥ سم تعتبر التجربة ناجحة اذا لم يتعد الهبوط بعد اتمام التحميل مباشرة ٥ مم ، ٨ مم ، بعد اسبوع من بقاء الحمل أو وصول الهبوط الى منتهاه ، ويضاف الى هذه القيم مقدار الاجهاد المرن في جسم الوتد محسوباً من المعادلة التالية :

$$F_E = \frac{0.5.P.L}{A.E}$$

حيث :

P = الحمل الكلي على الوتد (طن) .

L = طول الوتد (سم) .

A = مساحة المقطع المتوسط للوتد (سم²) .

E = معامل مرونة ويؤخذ ١٤٠ طن/سم^٢ للأوتاد المصبوبة في مكانها والتي لا تقل كمية الاسمنت بها عن ٣٠٠ كجم للمتر المكعب من البيتون ويؤخذ ٢١٠ طن/سم^٢ للأوتاد مسبقة الصنع ، التي لا تقل كمية الاسمنت بها عن ٣٥٠ كجم للمتر المكعب من البيتون .

٣ - اذا حققت نتيجة التجربة الشروط المتقدمة جاز الاستغناء عن كل أو بعض التجارب الباقية .

٤ - اذا لم تنجح التجربة وجب اعادةها فاذا نجحت التجربة الثانية أخذ متوسط الهبوط في التجريبتين على أن تعمل تجربة ثالثة للتأكد من قيمة الهبوط .

٥ - اذا لم تنجح تجربتا التحميل الأولى والثانية وجب اعادة النظر في تقدير الحمل التصميمي للوتد أو في طوله أو في توزيع أو في بعض أو كل هذه الحلول وذلك حسب ظروف كل منشأ .

ملاحظة :

بالنسبة الى أوتاد الارتكاز فان الهبوط الذي يرصد اثناء تجربة التحميل لا يعني أن هبوط (ترييح) المنشآت التي تقام على هذه الأوتاد سيكون في حدود قيم الهبوط المقاسة أثناء التجربة (والمقابلة للحمل الفعلي) بل تكون عادة أعلى من تلك القيم ، ويمكن الرجوع الى البحوث التي أجريت في هذا الموضوع لمعرفة حدود تلك الزيادة .

٣/٦ - أوتاد الاحتكاك :

بالإضافة الى ماورد في بند (١/٦) يراعى مايلي :

١ - نظراً لأن اجراء تجارب التحميل على الأوتاد ، التي تنقل حمل المنشأ بالاحتكاك الى الطبقات الطينية ، تستلزم مدة طويلة لكي يبلغ الهبوط منتهاء ، بعد كل مرحلة من مراحل التحميل ، كما أن الهبوط النهائي المسجل لا يمثل الهبوط المنتظر تحت المنشأ الذي لا بد وأن

بحسب بطرق أخرى - لذلك تعمل تجربة التحميل دون انتظار للحصول على الهبوط الكلي تحت كل اضافة من الحمل بل يكتفى بمدة ٢٤ ساعة بعد كل اضافة يسجل بعدها الهبوط ، ويرسم منحني يبين العلاقة بين الحمل والهبوط لمعرفة ما اذا كان الوند يهبط هبوطاً عادياً أو أنه دخل مرحلة الفشل على أن تتوالى الاضافات حتى يبلغ الوند حد الانهيار . ويدخل مرحلة الفشل حينها يزداد الهبوط ، بحيث يخرج عن متوسط حد التناسب بين الحمل والهبوط . الذي سارت عليه التجربة في الاضافات السابقة ، ويبلغ حد الانهيار حينها يزداد الهبوط زيادة سريعة على المعدل بدون حمل أو بزيادة طفيفة فيه .

وهذه التجربة السريعة نسبياً تعطي القيمة الحقيقية لقوى القص المحيطة بأوتاد التجربة وقوة التحميل تحتها ويمكن الاستعانة بهذه المعلومات في تقدير مقاومة أي مجموعة من الأوتاد تحت المنشأ .

٢ - لا يزيد الحمل التصميمي على ثلث الحمل عند حد الانهيار في تجربة التحميل ، ويجب تقدير الهبوط المتوقع تحت المنشآت لمعرفة مدى تأثيره على سلامتها .

٣ - لما كان الهبوط الذي يرصد اثناء تجربة التحميل لا يمثل مقدار الهبوط الحقيقي تحت المنشأ ، لذلك يجب تقدير الهبوط المتوقع بطريقة اخرى حتى يمكن معرفة مدى تأثيره على سلامة المبنى .

قياسية كيميائية تحليلية

قياسية كيميائية تحليلية

قياسية كيميائية تحليلية

قياسية كيميائية تحليلية

المواصفات القياسية المصرية لأجهادات التربة المسموحة في الأساسات العادية

أ.ت.م ١٩٧٠/٦

المواصفات القياسية المصرية لإجهادات التربة المسموحة في الأساسات العادية آ.ت.م ١٩٧٠/٦

نظراً لأن تغير نسبة المياه في التربة يجري ببطء شديد لصغر معامل النفاذية . لذلك تكون تجربة القص بالتحميل السريع أو اختبار الضغط غير المحاط (Unconfined compression test) هي التي تحدد مقاومة التربة للقص تحت حمل الأساس - ومن نتائج مثل هذه التجارب يمكن حساب قدرة التحميل نظرياً .

أما التربة الطينية القابلة للارتداد (الانتفاخ) عند تخفيف جزء من الحمل الطبيعي عليها ، فيلزم - إذا أمكن - الحيلولة دون حدوث هذا الانتفاخ بسرعة الانشاء عليها بعد الحفر مباشرة أو بغير ذلك من الطرق . فإذا لم يتيسر ذلك فإن مقدار الهبوط المتظر سيتأثر بمدى هذا الارتداد .

حساب قدرة التحميل من الاختبارات بالموقع

إذا لم يتيسر تقدير مقاومة التربة للقص ، بالتجارب المعملية ، فإنه يمكن تقديرها بإجراء اختبارات بالمواقع كما يلي :

- في حالة التربة غير المتماسكة :
نعجري التجارب التالية :

تجارب الاختراق الديناميكي (بالدق) :

وتقدر مقاومة التربة للقص بالتجربة القياسية للاختراق التي يمكن بها تحديد الكثافة لهذا النوع من التربة وذلك برصد عدد الدقات اللازمة لاختراق اسطوانة الجس القياسية لمسافة ٢٠,٥ سم تحت سقوط حمل قيمته ٦٥ كجم من ارتفاع ٧٦ سم .

وبالفحص النظري لعينات الرمل يمكن وصف تدرجه الحبيبي من حيث النعومة والخشونة .

وبين جدول (١) - على سبيل الاسترشاد - (العلاقة بين عدد الدقات وكثافة الرمل) وذلك بإجراء التجربة القياسية للاختراق .

جدول (١) - العلاقة بين عدد الدقات وكثافة الرمل

عدد الدقات	الكثافة
لغاية ٤	رمل سائب جداً
أكثر من ٤ إلى ١٠	رمل سائب
أكثر من ١٠ إلى ٢٠	رمل متوسط
أكثر من ٣٠ إلى ٥٠	رمل كثيف
أكثر من ٥٠	رمل كثيف جداً

١ - اجهادات التحميل المسموح بها في حالة الأساسات العادية

مقدمة :

إن الهدف من تحديد قيمة الاجهاد المسموح به للتحميل هو ان تكون التربة تحت الأساس في مأمن من الانهيار بالقص تحت تأثير حمل التصميم ، وان يتكيف المنشأ مستقبلاً مع مدى وطبيعة الهبوط المنتظر . ولما كان الشرط الأخير متوقفاً على طبيعة المنشأ نفسه (من الناحية الانشائية) فان اختيار قيمة الاجهاد المسموح به لتربة ما سوف يختلف باختلاف المنشأ ، على أن يؤخذ في الاعتبار ما يلي :

١ - التحركات المحتملة للتربة بعد التأسيس .

٢ - عمق وأبعاد الأساس .

٣ - احتمال نقص قدرة تحمل التربة .

٤ - احتمال تغيير القوى المؤثرة على الأساس .

وفي حالة وجود طبقة ضعيفة على عمق ما من مستوى التأسيس ، كطبقة طينية لينة أو طبقة عضوية أو طبقة طفيلية جافة تفقد صلابتها إذا تعرضت للماء ، يجب حساب الاجهادات الرأسية واجهادات القص في هذه الطبقات نتيجة لأحمال الأساس بحيث لا يجوز أن تتعدى تلك الاجهادات القيم المسموح بها لمثل هذه الطبقات الضعيفة مع دراسة مدى الهبوط الذي قد ينشأ عن تصلب هذه الطبقة الضعيفة .

أما في حالة التربة الطينية الجافة التي تنتفخ عند تعرضها للمياه أو بعض أنواع الطبقات شديدة التماسك المحتوية على نسبة من الرطوبة فيلزم دراسة تأثير هذا الانتفاخ على المنشأ لاختيار نوع الأساس المناسب .

٢ - تحديد الاجهاد الاقصى التحميل من واقع الاختبارات العملية

١/١ - في حالة التربة غير المتماسكة :

تتوقف مقاومة القص على زاوية الاحتكاك الداخلي بين الحبيبات في المنطقة التي يحتمل ان تتأثر بحمل الأساس ، وإذا أمكن أخذ عينات بحالتها الطبيعية من هذه المنطقة أمكن تقدير زاوية الاحتكاك الداخلي أما بإجراء تجارب القص أو بمعرفة الكثافة .
وإذا تعذر استخراج العينات بحالتها الطبيعية بطريقة اقتصادية فإنه يتعذر تحديد مقاومتها للقص إلا بعمل اختبارات بالموقع كما هو مبين بالبند (٢) .

٢/١ - في حالة التربة المتماسكة :

تتوقف مقاومة القص في التربة الطينية - بصفة عامة - على نسبة المياه في التربة ، وتنخفض هذه النسبة نتيجة التصلب الناشئ عن احمال الاساس بينما تزداد في حالة تخفيف الحمل على التربة وبالأخص إذا كانت التربة شديدة التماسك أو من النوع القابل للانتفاخ .

(ب) تجارب الاختراق بالمخروط (الديناميكي والاستاتيكي) :

يمكن بها معرفة قدرة التحميل القصوى المناظرة لقاعدة المخروط .

(ج) تجارب التحميل :

إذا كانت التربة مجانسة خلال العمق الذي يتأثر بأحمال أساسات المنشأ ، أمكن إجراء تجارب التحميل لمعرفة قدرة التحميل المأمون للتربة مع مراعاة اختلاف أبعاد القاعدة

المستعملة في التجربة عن أبعاد قواعد الأساس .

٢/٢ - في حالة التربة المتناسكة :

أ - تجارب الاختراق :

لا يوصى بإجراء تجارب الاختراق الديناميكي بالمخروط في حالة التربة الطينية ، وذلك لاختلاف مقاومة تلك التربة للمؤثرات الديناميكية باختلاف أنواعها . وتعتبر تجارب الاختراق الاستاتيكي بالمخروط أكثر ملائمة في مثل هذه الحالات ، ويوصى في حالة التربة الطينية اللينة بتقدير خواص القص بها بإجراء اختبار المروحة (Vane test) على الطبيعة اذ يصعب الحصول على عينات بحالتها الطبيعية من هذه التربة دون تأثرها أثناء النقل أو أثناء إجراء التجارب العملية .

(ب) تجارب التحميل :

لا يوصى بإجراء تجارب التحميل في التربة المتناسكة لعدم فائدتها نظراً لطول الوقت اللازم لإجرائها - إذا أريد رصد الهبوط النهائي - ولقصور النتائج عن تحديد قيمة الهبوط المتظر للمنشأ .

٣ - اجهادات التحميل

١/٣ - القيم التقديرية لاجهادات التحميل المسموح بها للتربة :

يمكن الاسترشاد بالجدول (٢) الذي يبين القيم التقديرية لاجهادات التحميل المسموح بها لمختلف أنواع التربة على عمق لا يزيد على متر واحد من السطح وهي تمثل اجهاد التحميل الصافي عند مستوى التأسيس مع معامل أمان قدره ثلاثة .

٢/٣ - العوامل المؤثرة على تغير قيم اجهادات التحميل :

١/٢/٣ - التربة غير المتناسكة :

تتوقف قيمة الاجهاد الاقصى للتحميل على مايلي :

(أ) عمق مستوى التأسيس من السطح النهائي للأرض .

(ب) عرض الأساس .

(ج) كثافة التربة .

(د) زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة .

جدول (٢) - القيم التقديرية لاجهادات التحميل المسموح بها
(لمختلف أنواع التربة على عمق متر من السطح)

نوع التربة	الوصف	اجهاد التحميل (كجم/سم ^٢)	ملاحظات
صخور أو أحجار	١ - صخور نارية تامة التماسك ٢ - صخور جسيرية سميكة الطبقات أو احجار ٣ - شيست أو اردواز ٤ - صخور طبقية صلبة أو احجار رملية رخوة	٧٠ ٢٠ ٢٠ ١٢	(مالم تكن من النوع الذي يتأثر بالمياه)
تربة غير متماسكة	١ - رمل مدعوك جيد التدرج او خليط مدعوك من الرمل والزلط ٢ - رمل سالب متدرج الحبيبات او خليط سالب من الرمل والزلط ٣ - رمل مدعوك منتظم الحبيبات ٤ - رمل سالب منتظم الحبيبات	تربة جافة ٢,٥٠ - ٥,٠٠ ١,٥٠ - ٢,٠٠ ١,٥٠ - ٢,٠٠ ١,٥٠ - ٠,٥٠	تربة (*) مغمورة ٢,٥٠ - ١,٧٥ ١,٥٠ - ٠,٥٠ ١,٥٠ - ٠,٥٠ ٠,٥٠ - ٠,٢٥
			عرض الاساس لا يقل عن ١,٠٠ متر
تربة متماسكة	١ - طينة شديدة التماسك ٢ - طينة متماسكة ٣ - طينة متوسطة التماسك ٤ - طينة او طمي قليلي التماسك ٥ - طينة او طمي ضعيفي التماسك ٦ - طينة غروية ٧ - طبقات من الطمي المدعم	٤,٠٠ - ٢,٠٠ ٢٠٠ - ١,٠٠ ١,٠٠ - ٠,٥٠ ٠,٥٠ - ٠,٢٥ لغاية ٠,٢٠ ٠,٢٠ - ٠,١٠ ١,٥٠ - ١,٠٠	هذه المجموعة من التربة معرضة للهبوط نتيجة للتصلب والضاغط على طول المدي

وقد ينخفض اجهاد التحميل الى حوالي النصف إذا ما ارتفع منسوب المياه الجوفية الى منسوب التأسيس - ويتوقف اختيار معامل الأمان المناسب لتحديد قيمة الاجهاد المأمون للتحميل على المقدار المسموح به لتفاوت الهبوط .

٢/٢/٣ - التربة المتماسكة المشبعة بالمياه :

تتوقف قيمة الاجهاد الأقصى التحميل على ما يلي :

(أ) عمق مستوى التأسيس من السطح النهائي للأرض .

(ب) كثافة التربة .

(ج) قوة التماسك وكذلك زاوية الاحتكاك الداخلي إن وجدت .

ويتوقف اختيار معامل الأمان المناسب لتحديد قيمة الاجهاد المأمون للتحميل على

المقدار المسموح به لتفاوت الهبوط .

٤ - تحركات التربة تحت الأساس

يلزم دراسة التحركات المحتملة للتربة أثناء وبعد الانشاء - ويلزم أن يتجاوب المنشأ مع مدى وطبيعة هذه التحركات كما يجب ألا تؤثر هذه التحركات على التوصيلات الصحية أو توصيلات الغاز أو على مناسيب مداخل المنشأ أو غير ذلك .

١/٤ - التحرك الناتج عن انهيار التربة بالقص تحت وحول الأساس :

(أ) إذا كانت اجهادات التحميل عند مستوى التأسيس مساوية للقيم المأمونة للتربة أسفل الأساس وكانت طبيعة التربة متجانسة الى حد كبير فان احتمال انهيار التربة بالقص ينعدم في مثل هذه الظروف .

(ب) إذا وجدت طبقة لينة على بعد ما من مستوى التأسيس فإن الضغوط الاضافية التي تتعرض لها هذه الطبقة بعد التأسيس لا يجوز ان تزيد على قدرتها المأمونة للتحميل .

(ج) قد تنهار التربة بالقص نتيجة لقرب الأساس من ميل طبيعي في الأرض - وفي هذه الحالة يجب عمل دراسة لثبات الميل ومقاومته للانزلاق ، ويمكن التغلب على ذلك

= (*) لأخذ هذه القيم اذا انطبق منسوب المياه الارضية مع منسوب التأسيس أو كان على عمق أقل من عرض الأساس - واذا ارتفع منسوب المياه عن منسوب التأسيس تؤخذ في الاعتبار قوة الضغط الايدروستاتيكي المؤثرة على قاع الأساس .

بالتأسيس على مستوى أعمق من سطح الانزلاق المحتمل حدوثه أو اتخاذ أية اجراءات أخرى يراها المهندس المصمم ، وقد ينشأ عن عمليات الحفر الملاصق للمنشأ - إذا لم تتخذ الاحتياطات الواجبة - تحرك مفاجيء للتربة يؤدي بالمنشأ وخاصة اذا تجاوز الحفر مستوى التأسيس .

٢/٤ - التحرك اللدن الجانبي في الطبقات اللينة (الزحف) :

إذا ارتكز المنشأ عن تربة لينة فان حمل الأساس سيسبب حركة جانبية لدنة وبطيئة في هذه التربة تحت وحول الأساس يصاحبها هبوط في المنشأ نفسه - ويحسن زيادة معامل الأمان عند حساب الاجهادات المأمونة في هذه التربة ما لم تتخذ الاحتياطات التي تقلل من تأثير هذه الحركة الجانبية اللدنة .

٣/٤ - التحرك الناتج عن تصلب (Consolidation) التربة الطينية والتربة الطميية :

تنضغط التربة الطينية أو التربة الطميية لتداخل حبيباتها نتيجة للضغط أو خلافه فيقل حجم التربة ويصحب ذلك هبوط الأساس .

وقد ينشأ التصلب عن العوامل التالية :

أولاً - احمال الأساس :

يتوقف مقدار التصلب الناشئ عن احمال، الأساس على العوامل التالية :

(أ) قيمة الأحمال الواقعة على الأساس وكيفية توزيعها داخل التربة ويتوقف ذلك بدوره على أبعاد الأساسات وطريقة توزيع القواعد في الموقع .

(ب) عمق الطبقات القابلة للتصلب واختلاف هذا العمق تحت المبنى الواحد .

(ج) معامل انضغاط التربة .

ثانياً - حركة المياه البينية نتيجة لاختلاف الجهد الحراري تحت المبنى الواحد :

ينتج عن ارتفاع درجة حرارة التربة تحت الغلايات أو ما يشابهها أن تتحرك المياه البينية نحو مصدر الحرارة وفي هذه الحالة تتصلب التربة التي تفقد جزءاً من مياهها - أما إذا زادت الحرارة كثيراً حول الغلايات فإن التربة تحتها قد تتعرض للانكماش وبالتالي للهبوط - ولمقاومة هذين النوعين من التصلب يلزم عمل عوازل حرارية وإجراء تهوية كافية حول مصدر الحرارة فإذا لم يتيسر ذلك يصير التأسيس على طبقة تكون على عمق كاف من مصدر الحرارة .

وينشأ عن اختلاف درجة الحرارة بين سطح الأرض وداخلها وبالأخص في المناطق شبه الاستوائية ان تتحرك المياه البينية إلى أعلى نحو مصدر الحرارة وينشأ عن ذلك في الأراضي المكشوفة حركة تؤثر في المباني ذات الطابق الواحد أو الطابقين وبصفة خاصة في المباني المكونة من حوائط حاملة بدون أرضية . وقد ينشأ عن حركة المياه إلى أعلى أن تتجمع المياه تحت رقعة المبنى المنعزلة نسبياً ، بينما تتجه بقية المياه المتحركة إلى أعلى من سطح الأرض خارج المبنى ، وبذلك تنتعش التربة في الداخل وربما ينتج عن ذلك تشقق الحوائط .

ثالثاً - سحب وتخفيض المياه الجوفية :
ويصحح ذلك هبوط متفاوت في أجزاء المنشأ .

٤/٤ - التحرك الناتج عن الاهتزازات :
في التربة الرملية قليلة الكثافة ينشأ الهبوط نتيجة للاهتزازات التي تؤثر على مثل هذه الطبقات ، ويزيد تأثير الاهتزاز كلما زاد انتظام الحبيبات .

وتنشأ الاهتزازات عن ذبذبة المكنات في المصانع أو دق الخوازيق أو عن تأثير المفرعات أو غير ذلك .

ولتلافي تأثير هذه العوامل وللتحكم في مقادير الهبوط التي ينتج عنها . يلزم دمك التربة باستخدام الهراسات أو بدق الخوازيق أو بغمر التربة الجافة بالماء كما يلزم التأكد من الوصول إلى الكثافة النسبية المطلوبة بإجراء إحدى تجارب الاختراق .

٥/٤ - التحرك الناتج عن سحب الحبيبات الدقيقة من التربة الرملية :
قد ينتج عن سرعة حركة سحب المياه الأرضية أن تسحب معها مكونات التربة الدقيقة فتخلخل التربة وبالتالي يهبط سطح الأرض .

٥ - الاحتياطات الواجب اتخاذها للمحافظة على قدرة تحمل طبقة التأسيس

(أ) يراعى في حالة التربة الطينية عند الوصول إلى منسوب التأسيس عدم ترك قاع الحفر مكشوفاً لمدة طويلة إذ تتأثر قدرة التحمل نتيجة لتغير الخواص الطبيعية للتربة بتغير نسبة المياه أو نتيجة لتعرض قاع الحفر للغمر بالمياه الموسمية أو غير السطح بالمياه . ويرتفع منسوب

الحفر عادة نتيجة لانتفاخ التربة وعلى الأخص في الطبقة شديدة التماسك مما قد يؤدي الى زيادة مقادير الهبوط المنتظرة ولتفادي ذلك يجب الاسراع في الانشاء أو تغطية قاع الحفر بطبقة من البيتون .

وفي الأراضي الرملية التي تقع طبقة التأسيس بها تحت منسوب المياه الجوفية ويكون الترح فيها سطحياً بواسطة الطلمبات وتكون جوانب الحفر مستورة بالستائر اللوحية ، يجب مراعاة تأثير قوة تسرب المياه في الأراضي من أسفل الى أعلى على كثافة (اتزان) التربة عند منسوب التأسيس .

(ب) الحرارة - وتراعى الاحتياطات الواردة بالنبد ٤/٣ (ثانياً) .

(ج-) إذا احتوت التربة على مواد كيميائية أو مواد متحللة ضارة (نتيجة لصرف فضلات المصانع أو خلافه) يجب أن تكون الأساسات من مواد مقاومة لتأثير مثل هذه المواد الضارة كاستعمال الاسمنت الألوميني بدلاً من الاسمنت البورتلاندي أو بتغطية الأساسات بطبقة من الأسفلت المقاوم للأحماض أو بطبقة من الخرسانة الغنية بالأسمنت في الحالات الأقل خطورة .

(د) يحدد منسوب التأسيس بحيث يكون تحت أو على منسوب لمواسير المياه الرئيسية القريبة من الموقع خشية أن يؤدي انفجار هذه المواسير الى تخلخل تربة ما تحت الأساس بسبب قوة المياه المتدفقة .

٦ - العوامل التي تؤثر على قدرة تحمل التربة

عند منسوب التأسيس بعد الانشاء

قد تنقص قدرة تحمل التربة كثيراً بعد الانشاء نتيجة لتغير الظروف المحيطة عما كانت عليه قبل الانشاء ، وفي هذه الحالة يجب أن تؤخذ قدرة التحمل المناظرة لأسوأ الافتراضات المحتملة بالموقع .

وتحتفظ التربة بقدرة تحملها إذا كانت في مأمن من الانهيار بالقص وانحصرت تحركاتها في الحدود التي يتحملها المنشأ - ويعتبر قصور التربة عن تحقيق هذين الشرطين مجتمعين قصوراً في قدرة تحملها ، ومن بين العوامل التي تؤدي الى ذلك ما يلي :

(أ) هبوط أو تمدد التربة الطينية أو الطفيلية الجافة نتيجة لتسرب المياه إليها مما قد يؤدي الى انهيارها في القص .

- (ب) الحفر المستجد القريب من المبنى ، ويمكن تجنب تأثير هذا العامل باستخدام الدعامات الكافية وعلى أن تدمك التربة جيداً عند إعادة الردم .
- (ج) ارتفاع منسوب المياه الجوفية الذي يخفض قدرة تحمل التربة غير المتهاسكة .
- (د) الاهتزازات في التربة غير المتهاسكة .
- (هـ) الحرارة .
- (و) تخفيض منسوب المياه الجوفية لفترة طويلة .
- (ز) المباني المستجدة والتي تسبب هبوطاً في المباني المجاورة .
- (ح) النحر الناشئ عن زيادة سرعة المياه تحت أساس منشآت حفر المياه والذي يؤدي الى انهيار الأساس وخاصة في التربة الرملية .
- (ط) النحر الناشئ حول دعائم الكباري نتيجة لسرعة تحرك المياه في المجاري المائية .

٧ - اعتبارات انشائية

١/٧ - القوى المؤثرة على الأساس :

١/١/٧ - القوى الرأسية :

إذا تعرضت الأساسات الأفقية لقوى رأسية محورية تحسب الاجهادات تحت الأساس بالنسبة للحمل الميت والحمل الحي مضافاً الى ذلك وزن الأساس على أن يطرح وزن التربة المزاحة .

أما إذا كانت القوى الرأسية لا محورية جاز أن تزيد قيمة أقصى اجهاد تحت الأساس بمقدار ٢٥٪ من اجهاد التحميل المسموح به - وذلك إذا كانت هذه القوى وقتية (مثل أساسات الأوناش وخلافه) - أما إذا اتخذت القوى الرأسية اللا محورية صفة الاستمرار فلا يجوز أن يزيد أقصى اجهاد تحت الأساس على الاجهاد المسموح به .

ويحسن ألا تتعرض التربة تحت أساسات المنشآت الكثيفة ذات القواعد المتقاربة - سواء تحت قاعدة أو مجموعة من القواعد - الى اختلاف في الاجهادات يزيد على ٢٥٪ من اجهاد التحميل المسموح به على ألا يزيد أقصى اجهاد على الحد المسموح به .

٢/١/٧ - القوى الأفقية :

(أ) ضغط الريح

لا يجوز أن تزيد الاجهادات تحت الأساس بالنسبة للحمل الميت والحمل الحي مضافاً الى ذلك تأثير الرياح على مرة وربع اجهاد التحميل المسموح به .

(ب) ضغط التراب على الحوائط السائدة أو الأفقية من المنشآت :

لا يجوز أن يزيد أقصى اجهاد ينتج عن المحصلة الرأسية للقوى المؤثرة على الأساس على اجهاد التحميل المسموح به - كما لا يجوز أن تزيد المحصلة الأفقية للقوى على قوة الاحتكاك بين أسفل الأساس والترية الملامسة له مضافاً إليها جزء من الضغط السلبي للتراب (حسب تقدير المصمم مع أخذ معامل أمان لا يقل عن $1\frac{1}{2}$) فإذا لم يتيسر ذلك فلا بد من زيادة عرض أو عمق الأساس أو استعمال الخوازيق المائلة أو الشدادات .

٢/٧ - قوة الرفع الى أعلى بتأثير المياه الأرضية : (Uplift)

يجب أن يؤخذ في الاعتبار تأثير قوى الرفع الى أعلى على المنشآت تحت منسوب المياه وفقاً لقواعد الهيدروستاتيكا . ويراعى ان يكون المنشأ في مأمن من تأثير هذه القوى المسببة للتعويم .

٣/٧ - الهبوط المتفاوت : (Differential Settlement)

قد تتحمل بعض المنشآت الهبوط المتفاوت بدرجة كبيرة بدون ان ينجم عن ذلك اضرار انشائية ، بينما يتأثر البعض الآخر من فروق بسيطة في الهبوط وذلك حسب تصميم المنشأ ، ويمكن التحكم في مقادير ونوع الهبوط باختيار نوع الأساس الملائم أو إعادة توزيع الأحمال .

أما إذا تفاوتت الضغوط تحت أجزاء المبنى الواحد تفاوتاً كبيراً فيستحسن أن تفصل أساسات الأجزاء ذات الأحمال الكبيرة عن بقية المبنى - كما يستحسن فصل أجزاء المباني المعرضة للاهتزازات .

٤/٧ - توزيع الضغوط تحت الأساس (ضغط التلامس) : (Contact Pressure)

في حالة القواعد المنفصلة تعتبر ضغوط التلامس - عادة - متساوية التوزيع تحت الأساس ، أما في حالة الأساسات من نوع الحصىرة المرتكزة على أرض طينية تؤدي اعتبار انتظام توزيع ضغوط التلامس تحت الأساس الى التقليل من الاجهادات الفعلية التي تتعرض

لها الحصيرة. وينشأ ذلك عن زيادة ضغوط التلامس عند الحافة كثيراً عنها في الوسط وبالأخص كلما زادت صلابة الحصيرة ولذلك يلزم في بعض الأحوال دراسة التربة والأساس من ناحية المرونة لتحديد التوزيع المحتمل لضغوط التلامس.

وفي حالة الأخذ بانتظام توزيع ضغوط التلامس تحت الحصيرة يجب أن تكون الاجهادات المأخوذة في التصميم لمادة الأساس منخفضة لتعطي الزيادة المنتظرة في الاجهادات الفعلية التي ستعرض لها مادة الأساس.

تصميم الأساس

دمشق - ١٠/١١/١٩٩٠

من المراجع العربية

- ١ - مقرر هندسة الأساسات - كلية الهندسة جامعة دمشق - د. م قاسم كيال .
- ٢ - القواعد والأساسات - دار مير - ترجمة د. داوود سليمان المنير .
- ٣ - البيتون المسلح - د. م حبيب صوايا .
- ٤ - ملحق الكود العربي - نقابة المهندسين السوريين .
- ٥ - ميكانيكا التربة وهندسة الأساسات - الجزء الثالث - د. م فهم حسين ثابت .
- ٦ - الدليل الانشائي المبسط . م عماد درويش - الأجزاء (١ - ٢ - ٤ - ٥ - ٧) .
- ٧ - ميكانيك التربة (الجزء الأول والثاني) د. أسامة مصطفى الشافعي - جامعة الاسكندرية .
- ٨ - الأساسات (الجزء الأول والثاني) د. أسامة مصطفى الشافعي - جامعة الاسكندرية . إصدار - دار الراتب الجامعية - لبنان
- ٩ - الانشاءات الخرسانية المسلحة . بايكوف - سيجالوف - ترجمة د. داوود سليمان المنير .
- ١٠ - المباني العالية - دورة تخصصية - نقابة المهندسين السوريين ١٩٨٨ .

من المراجع الأجنبية

- 1) DESIGN AND CONSTRUCTION OF FOUNDATION
G.P. MANNING- CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION.
- 2) STRUCTURAL ENGINEERING HANDBOOK
EDITED BY EDWIN.H. GAYLORD CHARLES.N.GAYLORD
- 3) FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN
JOSEPH.E.BOWELES
- 4) RESIDENTIAL FOUNDATIONS DESIGN,
BEHAVIOR AND REPAIR
- 5) «FONDATIONS». LITTL, A.L., 1961
- 6) MANUAL OF STANDARD PRACTICE FOR DETAILING
REINFORCED CONCRETE STRUCTURES (A.C.I 315-74)
- 7) REINFORCED CONCRETE DESIGNER'S HANDBOOK
BY- CHARLES.E.REYNOLDS,
AND JAMES.C.STEEDMAN
- 8) EXPLARATORY HANDBOOK ON THE B.S COD. OF
PRACTICE FOR REINFORCED CONCRETE
- 9) DISIGN OF CONCTETE STRUCTURES
BY GEORGE WINTER AND ARTUR H.NILSON
- 10) FOUNDATION ENGINEERING HANDBOOK
EDITED BY HANS.F.WINTERCORN
AND HSAI YANG-FANG

الفهرس

الفصل الأول : مقدمة في الأساسات والتربة

٩	١-١ تعريف
١٠	١-٢ أنواع الأساسات وتصنيفها
١٥	١-٣ توزيع الحمولات على التربة
١٦	١-٤ تحمل التربة وإجهاد الضغط المسموح
٢٦	١-٥ اختيار نوع الأساسات

الفصل الثاني : الأساسات المنفردة

٣١	٢-١ معلومات أولية
٣١	٢-١-١ تعريف
٣١	٢-١-٢ نماذج الأساسات المنفردة
٣١	٢-١-٣ أماكن وحالات الاستخدام
٣٤	٢-١-٤ الحمولات التصميمية
٣٥	٢-٢ الاشتراطات الخاصة بأبعاد الأساسات المنفردة وتسليحها
٣٩	٢-٣ الأساسات المنفردة وظاهرة الهبوط

٤٥	٢-٣-١ تحقيق الهبوط المتساوي بين الأساسات المنفردة
٥٢	٢-٤ تصميم الأساسات المنفردة تحت الحمولات المركزية
٥٢	٢-٤-١ الأساسات البيتونية المسلحة
٧٥	٢-٤-٢ الأساسات غير المسلحة
٧٦	٢-٤-٣ نموذج لدراسة الثقب في الأساسات
٧٩	٢-٥ تطبيقات عديدة
٧٩	٢-٥-١ تطبيق أول - أساس هرمي مسلح (مستطيل القاعدة)
٨٨	٢-٥-٢ تطبيق ثاني - أساس هرمي مسلح (مرن)
٩٣	٢-٥-٣ تطبيق ثالث - أساس هرمي مسلح (مربع القاعدة)
٩٦	٢-٥-٤ تطبيق رابع - أساس هرمي من البيتون العادي
٩٩	٢-٥-٥ تطبيق خامس - أساس صندوق من البيتون العادي
١٠١	٢-٥-٦ تطبيق سادس - أساس صندوق مسلح
١٠٦	٢-٦ تصميم الأساسات المنفردة تحت الحمولات اللامركزية
١٠٦	٢-٦-١ معلومات أساسية
١٠٩	٢-٧ اللامركزية باتجاه واحد
١١٦	٢-٨ تطبيقات عديدة :
١١٦	٢-٨-١ تطبيق أول - أساس طرفي
١٢٢	٢-٨-٢ تطبيق ثاني - توزيع الاجهادات تحت أساس مستطيل
١٢٤	٢-٨-٣ تطبيق ثالث - أساس هرمي مسلح
١٣١	٢-٨-٤ تطبيق رابع - تحقيق أساس صندوق مسلح
١٣٦	٢-٩ اللامركزية باتجاهين
١٤٩	٢-١٠ تطبيقات عديدة
١٤٩	٢-١٠-١ تطبيق أول - أساس معرض لضغط كامل
١٥١	٢-١٠-٢ تطبيق ثاني - أساس معرض لضغط وشد
١٥٢	٢-١٠-٣ تطبيق ثالث - أساس معرض لضغط وشد
١٥٤	٢-١٠-٤ تطبيق رابع - أساس معرض لضغط وشد

الفصل الثالث : الأساسات الشريطية «المشتركة والمستمرة»

١٦٣	٣- ١ تعريفها وتصنيفها
١٦٧	٣- ٢ الأساسات المشتركة لعمودين
١٦٩	٣- ٢- ١ الاشتراطات الخاصة
١٧٢	٣- ٢- ٢ الحساب الانشائي للأساسات المشتركة لعمودين
١٨٥	٣- ٣ تطبيقات عددية
١٨٥	٣- ٣- ١ تطبيق أول - أساس مستطيل بتحمل مركزي
١٩٢	٣- ٣- ٢ تطبيق ثاني - أساس مستطيل بتحميل لا مركزي
١٩٩	٣- ٣- ٣ تطبيق ثالث - أساس شبه منحرف
٢٠٧	٣- ٤ الأساسات المشتركة لمجموعة أعمدة
٢١٢	٣- ٥ تطبيق عددي
٢١٧	٣- ٦ الأساسات المستمرة تحت الجدران
٢١٩	٣- ٧ تطبيقات عددية
٢١٩	٣- ٧- ١ تطبيق أول
٢٢٤	٣- ٧- ٢ تطبيق ثاني
٢٢٥	٣- ٧- ٣ تطبيق ثالث

الفصل الرابع : الحصرة

٢٣١	٤- ١ معلومات أساسية
٢٣٨	٤- ٢ التوصيات الخاصة بالحصرة
٢٣٩	٤- ٣ حساب الحصرة الصلدة بالطرق التقليدية
٢٤١	٤- ٤ تطبيقات عددية

الفصل الخامس : الأساسات على الأوتاد

٢٧١	٥- ١ أساسيات حول الأوتاد
٢٧٦	٥- ١- ١ الأوتاد المستندة (التي تعمل بالاستناد)

٢٨٠	١ - ٢ الأوتاد المعلقة (التي تعمل بالاحتكاك)
٢٨٤	٢ - ٥ تصميم الأساسات الوتدية
٢٨٥	١ - ٢ - ٥ مقاومة الأوتاد وقدرة تحملها
٢٨٩	٣ - ٥ حساب القواعد المستندة على الأوتاد
٢٩٢	١ - ٣ - ٥ ردود الفعل المتساوية على القاعدة
٢٩٨	٤ - ٥ الأوتاد تحت الجدران الاستنادية
٣٠٢	٥ - ٥ تطبيقات عديدة

الفصل السادس : أعمال التأسيس

٣٠٩	١ - ٦ مقدمة
٣١٠	٢ - ٦ تدعيم التربة وحفريات الأساسات
٣١١	١ - ٢ - ٦ تدعيم الحفريات السطحية
٣١٣	١ - ٢ - ٦ تدعيم الحفريات العميقة
٣١٥	٣ - ٦ تصريف المياه وتثبيت التربة
٣١٦	١ - ٣ - ٦ التصريف السطحي
٣١٨	٢ - ٣ - ٦ التصريف العميق
٣١٩	٤ - ٦ وسائل تقوية وتحسين التربة

ملحق الكتاب

٣٢٣	المواصفات القياسية المصرية للأساسات الوتدية
٣٣٤	١ - المجال
	٢ - الأطوال اللازمة للأوتاد ، والمسافة بين محاورها
٣٢٥	والوسائل اللازمة لها
٣٢٧	٣ - أنواع الأوتاد من حيث مادتها
٣٣١	٤ - دق الأوتاد
٣٣٣	٥ - تحديد قوة تحمل الوتد
٣٣٧	٦ - تجارب التحميل

المواصفات القياسية المصرية لاجهادات التربة المسموحة في الأساسات العادية

حساب قدرة التحميل من الاختبارات بالموقع	٣٤٣
١ - اجهادات التحميل المسموح بها في حالة الأساسات العادية	٣٤٤
٢ - تحديد الاجهاد الأقصى للتحميل من واقع الاختبارات العملية	٣٤٥
٣ - اجهادات التحميل	٣٤٦
٤ - تحركات التربة تحت الأساس	٣٤٨
٥ - الاحتياطات الواجب اتخاذها للمحافظة على قدرة تحمل طبقة التأسيس	٣٥٠
٦ - العوامل التي تؤثر على قدرة تحمل التربة	٣٥١
٧ - اعتبارات انشائية	٣٥٢
الفهرس	٣٥٦

* دليل خاص بالحساب الانشائي لعناصر الابنية
* الطرق العملية والتقريبية المبسطة للتصميم
* التعليمات والاشتراطات العامة والخاصة