

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل - فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

تخصص هندسة مدنية فرع هندسة مباني

مشروع تخرج

بعنوان

مقارنة بين أساسات الحصيرة والأساسات العميقة لمبنى متعدد الأدوار

فريق العمل

المعتصم اسماعيل دراويش

عبد الله يوسف أبو عرايس

إشراف

د. محمد طه السيد أحمد

كانون الثاني - 2015

الفصل الأول

المقدمة

1

- 1-1 المقدمة .
- 2-1 نظرة عامة عن المشروع .
- 3-1 أهداف المشروع .
- 4-1 مشكلة المشروع .
- 5-1 حدود مشكلة المشروع .
- 6-1 المسلمات .
- 7-1 فصول المشروع .
- 8-1 إجراءات المشروع .

1-1 المقدمة :

من المعروف أن التصميم الإنشائي لعناصر الخرسانة المسلحة عموماً يتعامل مع علاقات تربط الأحمال من جهة، والاجهادات من جهة ثانية. إلا أن هذه العلاقات ثابتة وهي لا تختلف باختلاف النظريات.

إن حساب الأساسات كعناصر إنشائية بشكل خاص يدفع بنا إلى التعامل مع علاقات أكثر تعقيداً، وبالتالي مع متغيرات أكبر عدداً، فارتباط هذه العناصر المكونة من مادة الخرسانة مع التربة التي تدخل كمادة جديدة في التصميم يجعل الحاجة إلى التعامل مع منظومة المتغيرات التي تشكل نظريات المتانة، أمر لا بد منه.

من المعروف أيضاً أن هذه المتغيرات هي "الأحمال – الاجهادات – الانفعالات – الانتقالات" (Loads – Stress – Strain – Displacement) والتي ترتبط فيما بينها بعلاقات "خطية أو منحنيات" لتؤلف العلاقات المشكلة للمادة نفسها.

ولكن.. رغم ذلك، سنحاول في هذه المشروع أقصى ما يمكن للجمع بين التربة كعلم مستقل وبين الأساسات كحساب إنشائي، لإختيار نوع الأساس المناسب، مع مراعاة نوع التربة - والهبوط - وردود الأفعال والاجهادات من العناصر الإنشائية للمبنى وانتقالها للأساسات. وحساب الجدوى الإقتصادية للأساس.

حيث كان الإيجاز في البداية كبيراً جداً، وذلك فيما يتعلق بالمعلومات الأساسية الخاصة بالتربة واللازمة للدخول إلى حقل الحساب الإنشائي للأساسات، وتحليل العناصر الإنشائية للمبنى، وأخذ الأحمال والاجهادات للتصميم الإنشائي لأساس البلاطة (Raft Foundation) والانتقال إلى تصميم الأساسات العميقة (الخوازيق - Piles Foundations) والمقارنة بينها لإختيار الأنسب والأفضل لاعتماده في التنفيذ الإنشائي على أرض الواقع، حيث تكمن أهمية الأساسات في أنها آخر ما يتم تصميمها وأول ما يتم تنفيذها.

2-1 نظرة عامة عن المشروع :

يتمحور هذا المشروع حول مبنى متعدد الأغراض والوظائف واليكم نبذة مختصرة عن هذه المباني :
ظهرت الأبنية المتعددة الوظائف في القرون الماضية وتم تطويرها على مر العصور، وأصبح هذا النوع من المباني منتشرا في هذا القرن في كثير من البلدان لتلبية الكثير من احتياجات السكان . في الوقت الحاضر، نحن قد بدأنا المباني المتعددة الوظائف مثل المحلات التجارية والمكاتب والشقق السكنية وهذه المباني تسمى "المباني المتعددة الوظائف".

تعتبر المباني متعددة الوظائف والأغراض كنوع مهم جدا من المباني في أي مدينة نامية لما له من فوائد عديدة لسكان المنطقة والمدينة بشكل عام مثل توفير الوقت والمال والجهد لسكان تلك المنطقة عموما، وسكان المبنى على وجه الخصوص ويرجع ذلك إلى وجود جميع الوظائف التي يحتاجون إليها في نفس المبنى ، حيث أن هذه المباني لها أنشطة اجتماعية وتجارية وسكنية وخدمية متعددة .

3-1 أهداف المشروع :

1. أهداف معمارية :

يتم التركيز بشكل كبير على الجانب المعماري لهكذا مشاريع ضخمة لما لها من أثر في ترك الطابع المعماري عن المنطقة المتواجدة فيها بصورة تعكس طبيعة الذوق والرقي الحضاري من خلال اختيار الكتل المتناسقة والتي تتسجم أحيانا مع فكرة المبنى فنجد الكثير من المباني التي يعكس شكلها طبيعة المبنى والعمل الذي يقوم به وهو نوع من الابداع . ويكون للمباني المتعددة الأغراض والاستعمال طابع معماري خاص ومميز لكثرة زائريها ومرتاديها وهو ما يتم التركيز فيه على اعطاء صورة تفوق الممتازة عن طبيعة الجهد المعماري المبذول فيه.

2. أهداف انشائية :

- التركيز على فكرة القدرة على اختيار النظام الانشائي الملائم للطبيعة الموجودة في المبنى.
- العمل على ايجاد العلاقة بين المساقات النظرية المطروحة والواقع العملي الذي يحتك بتلك المساقات النظرية.
- اكتساب خبرات ومهارات جديدة تنتج من مشاكل يواجهها فريق العمل لم يتطرق لها من قبل من خلال الدراسة النظرية.
- يعد المشروع مرجع متكامل في التحليل والتصميم للعناصر الانشائية المختلفة .

4-1 مشكلة المشروع :

تتمثل مشكلة المشروع في التأسيس على تربة ضعيفة وهذا يتطلب اختيار النوع الأنسب للأساسات المراد تنفيذها والتي تحقق الجانب الاقتصادي وعامل الأمان .

حيث سيتم تحليل جميع القوى والأحمال الواقعة على العناصر الإنشائية المكونة للمشروع ومن ثم تحديد الأبعاد اللازمة لنوع الأساس وما يلزمه من تسليح بما يحقق عامل الأمان والجانب الاقتصادي بعد الاستعانة بالتقارير والاكواد اللازمة للتصميم .

5-1 حدود مشكلة المشروع :

يقتصر العمل في هذا المشروع على الناحية الإنشائية والجيو تقيية ، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الدراسيين من العام الأكاديمي 2013 – 2014 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني ومشروع التخرج في الفصل الأول .

حيث سيتم إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة في المبنى للعناصر الإنشائية على تنوعها، لتتكامل هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة مسبقا.

6-1 المسلمات :

- اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
- استخدام برامج التحليل والرسم والتصميم الإنشائي مثل (Atir v.12.0 & SAFE v.12.0 & AutoCAD 2014) .
- برامج أخرى مثل Microsoft Office Word & Excel .
- الاستعانة بتقارير التربة .

7-1 فصول المشروع :

يشتمل هذا المشروع على ستة فصول وهي:

1. المقدمة
2. الوصف المعماري
3. الوصف الإنشائي
4. مقدمة عن الأساسات والتربة
5. Structural Analysis & Design
6. النتائج والتوصيات

8-1 إجراءات المشروع :

- 1) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
- 2) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.
- 3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
- 4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
- 5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.
- 6) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

الجدول (1-1): الجدول الزمني للمشروع خلال العام 2013-2014

32	31	30	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	الفعاليات الأسابيع	
																													اختيار المشروع	
																														دراسة المخططات المعمارية
																														دراسة المبنى أثنافيا
																														توزيع الإصعدة
																														التحليل الإنشائي للمشروع
																														التصميم الإنشائي لأساس الحصىرة
																														اعداد المخططات
																														كتابة مقممة المشروع
																														عرض مقممة المشروع
																														تحليل وتصميم الأوتاد
																														تحليل وتصميم الـ Cap
																														تحليل وتصميم الـ Raft Cap
																														تحليل وتصميم الـ Combined Cap
																														حساب الكميات والجدوى الاقتصادية
																														اعداد المخططات
																														كتابة المشروع
																														عرض المشروع

الفصل الثاني الوصف المعماري



- 1-2 المقدمة .
- 2-2 لمحة عامة عن المشروع .
- 3-2 موقع المشروع .
- 4-2 وصف عناصر المشروع .

1-2 المقدمة :

تعتبر العمارة أم العلوم الهندسية ، وهي ليست وليدة هذا العصر، بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواطره، فانتقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلاً ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة.

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح ما بين الخيال والواقع، والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصرامة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبيء لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها.

يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحى بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولاً بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضاً دراسة الإنارة والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتماداً على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة المراد التصميم عليها.

2-2 لمحة عامة عن المشروع :

إن أي مشروع يتم التفكير في إنشاؤه لا بد أن يكون هناك هدف وحاجة لهذا المشروع لذا فإن الهدف الأساسي من إنشاء هذا المبنى الضخم هو توفير الوقت والمال والجهد لسكان المدينة أو المنطقة ويرجع ذلك إلى وجود جميع الوظائف التي يحتاجون إليها في نفس المبنى ، حيث أن هذه المباني لها أنشطة اجتماعية وتجارية وسكنية وخدمائية متعددة .

المشروع عبارة عن مبنى متعدد الأغراض والوظائف ، يحتوي على الكثير من الفعاليات التي يحتاجها أي شخص من حيث وسائل الراحة والأمان .

يتكون المبنى من خمسة عشر طابق بالإضافة الى الطابق الأرضي ،طابق السطح و ثلاث طوابق سفلية عبارة عن مواقف للسيارات .

تتمثل بعض الطوابق في أجزاء من المبنى وتختلف في أجزاء اخرى ، حيث تنحصر مساحة الطابق ما بين 1500 م² الى غاية 5200 م² ، بحيث تبلغ المساحة التراكمية لجميع أدوار المبنى 47758.89 م².

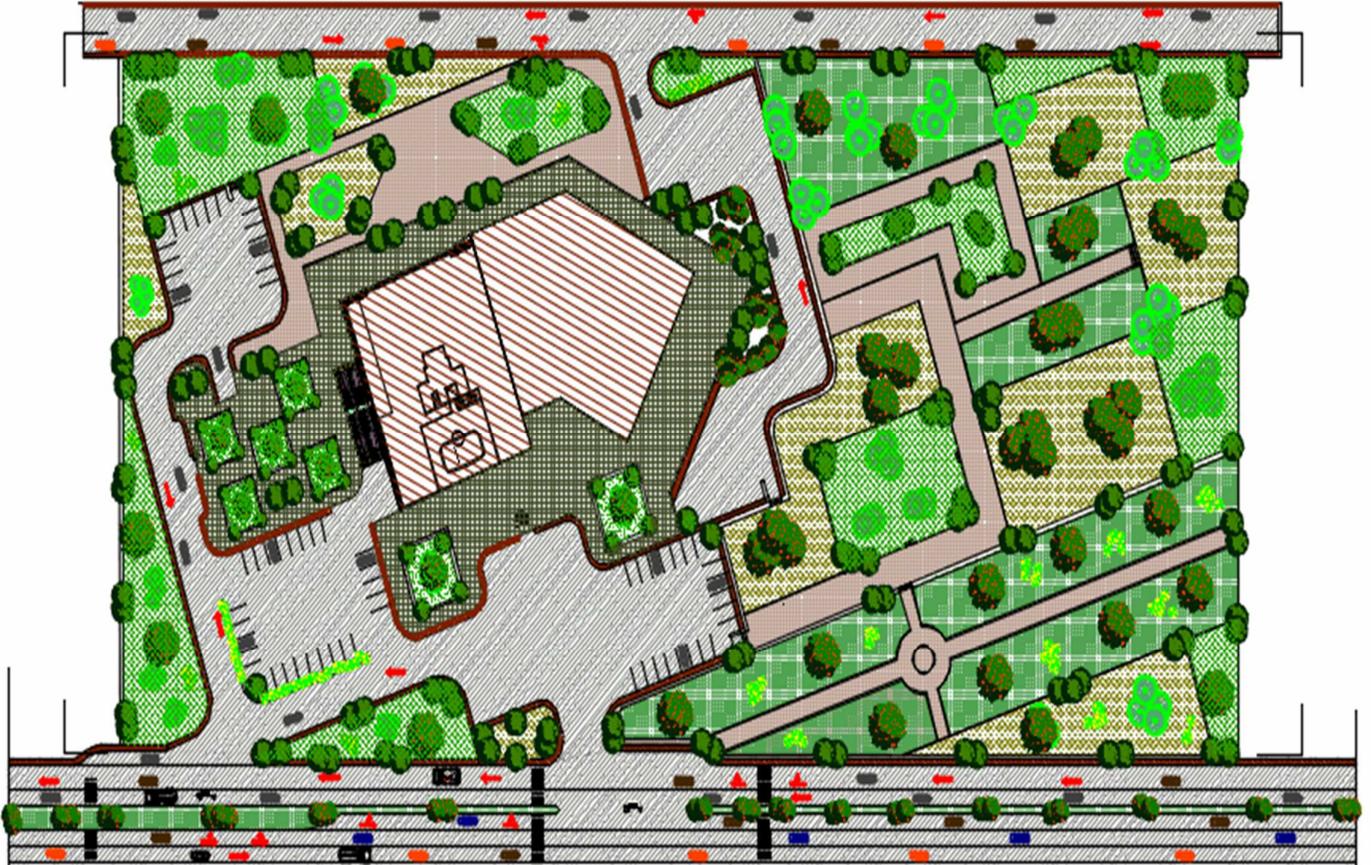
3-2 موقع المشروع :

عند اختيار موقع أي مشروع يجب أن يكون هذا الموقع منسجم والأهداف والأغراض والاستخدامات للمشروع لذلك يجب دراسة الموقع جيدا وهذه الدراسة تشمل عدة أمور أهمها : الموقع الجغرافي ،الحالة المناخية للمنطقة واتجاه وطبيعة الرياح في المنطقة ، أيضا يجب دراسة طبوغرافية الأرض وفهم طبيعة التربة ومقدار تحملها.



شكل (1-2) : رسمة ثلاثية الأبعاد للمشروع

والشكل التالي يبين الموقع العام للمشروع . الشكل (2-2).



الشكل(2-2) : الموقع العام للمشروع

4-2 وصف عناصر المشروع :

يتكون المبنى من خمسة عشر طابق بالإضافة الى الطابق الأرضي ،طابق السطح و ثلاث طوابق سفلية عبارة عن مواقف للسيارات ، حيث تبلغ المساحة التراكمية لجميع طوابق المبنى 47758.89 م².

وفيما يلي وصف للعناصر المعمارية وشكل الحركة للمبنى :

1-4-2 وصف المساقط الأفقية :

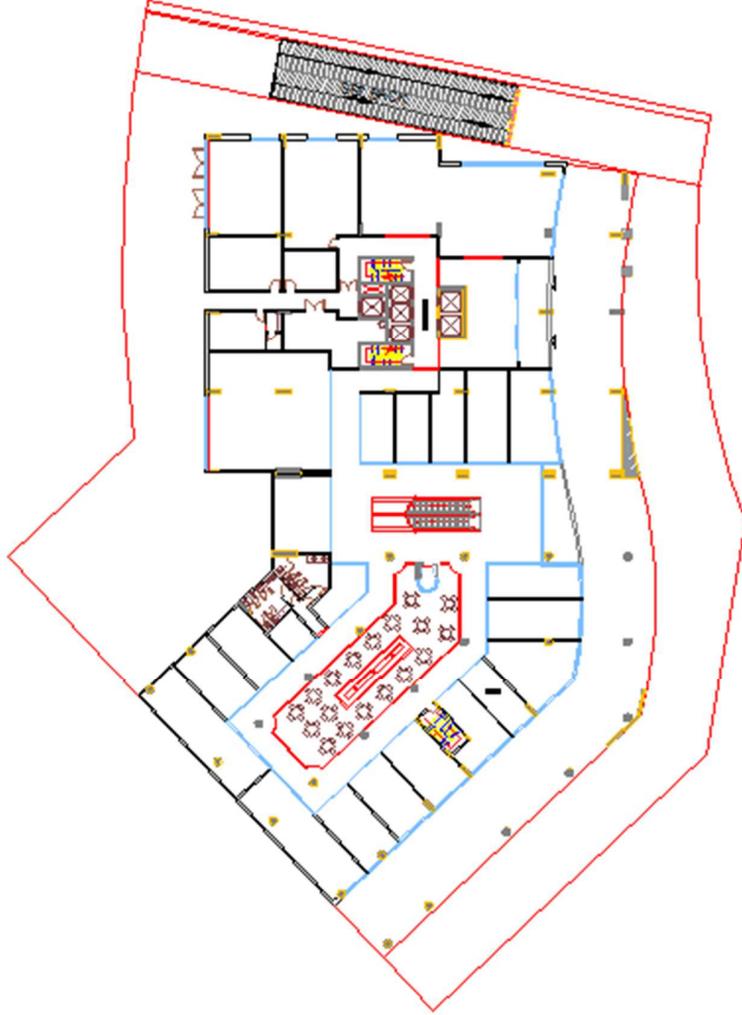
1-1-4-2 طابق التسوية :



شكل (3-2) : مسقط طابق التسوية

يتكون طابق التسوية من ثلاث أدوار عبارة عن مواقف للسيارات. حيث تبلغ مساحة الطابق الواحد 5159.89 م^2 ومساحة كلية $= 3 \times 5159.89 = 15479.67 \text{ م}^2$.

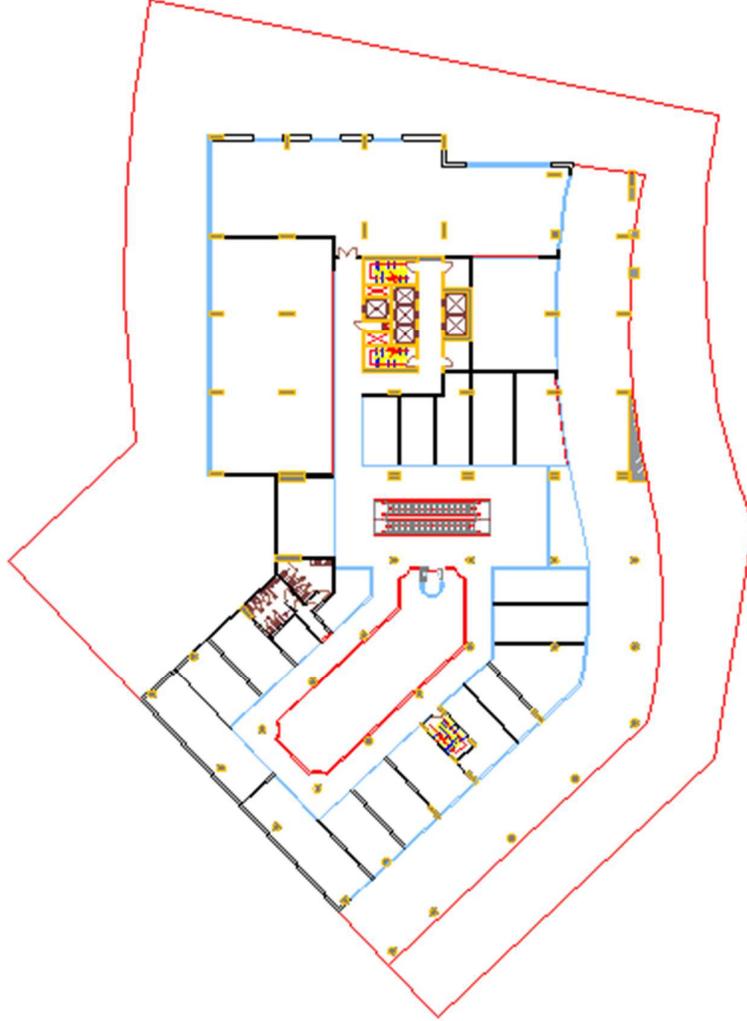
2-1-4-2 الطابق الأرضي :



شكل (4-2) : مسقط الطابق الأرضي

وتبلغ مساحة الطابق الأرضي 3265.9 م^2 . حيث يحتوي هذا الطابق على مطعم ومقهى بالإضافة إلى العديد من المحال التجارية المتنوعة.

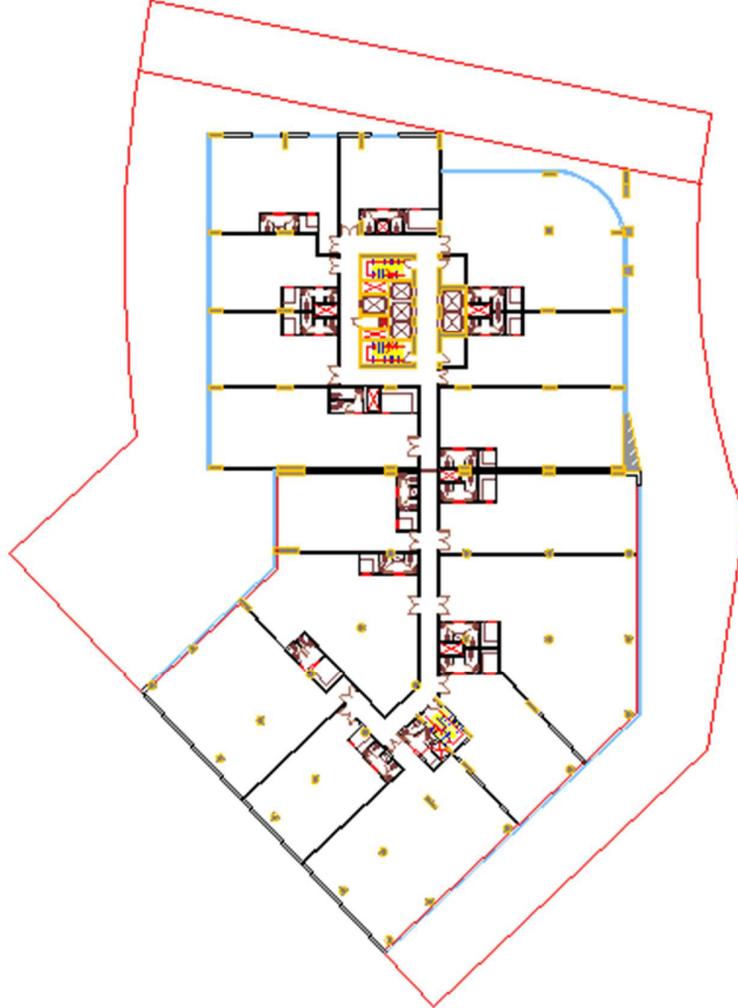
3-1-4-2 الطابق الأول والثاني :



شكل (5-2) : مسقط الطابق الأول والثاني

حيث تبلغ مساحة الطابق الواحد 2248.65 م² ومساحة كلية 4497.3 م² . يحتوي على مستودعين للتخزين وعلى العديد من المحال التجارية المتنوعة.

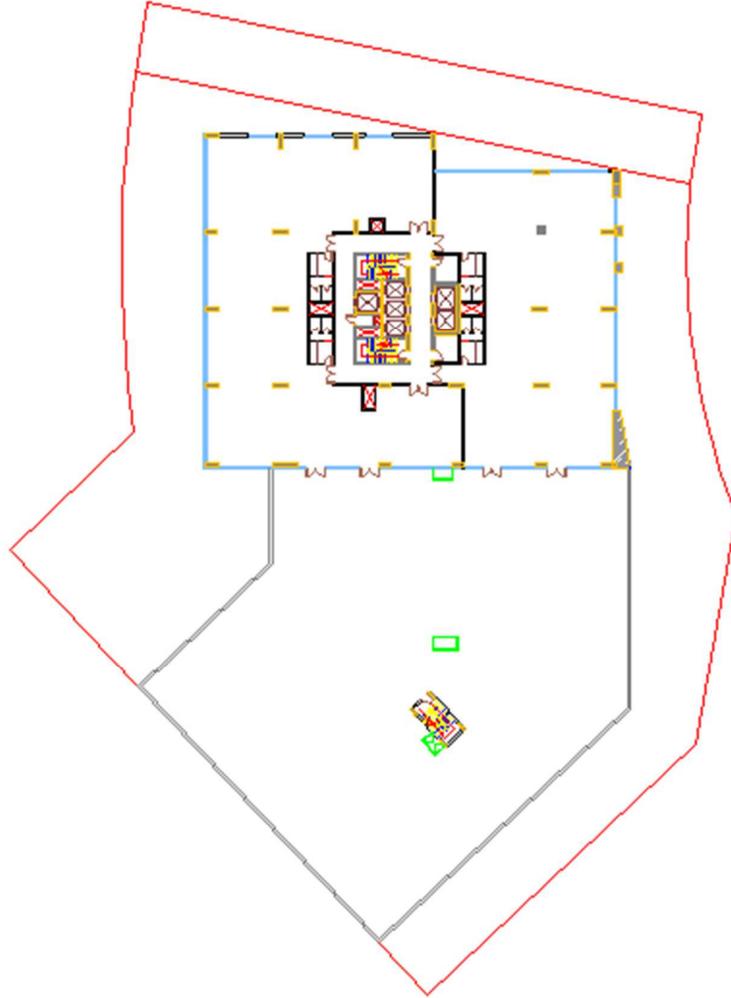
4-1-4-2 الطوابق من الثالث حتى الخامس :



شكل (6-2) : مسقط الطابق الثالث حتى الخامس

حيث تبلغ مساحة الطابق الواحد 3192.85 م^2 ومساحة كلية 9578.55 م^2 . يتكون من مجموعة من المكاتب المتعددة الأغراض والخدمات.

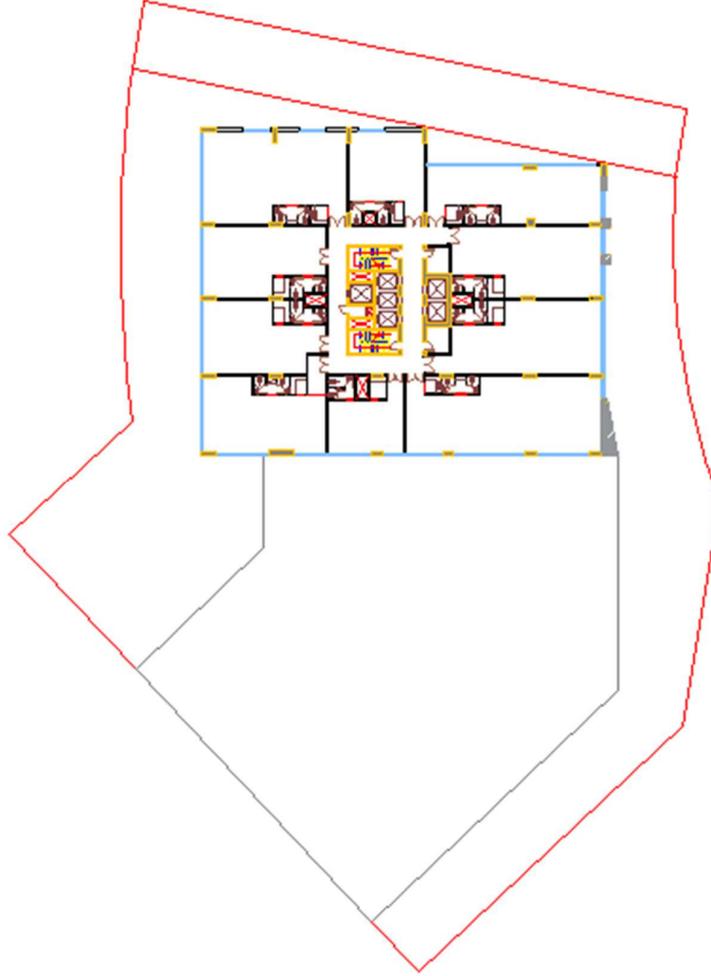
5-1-4-2 الطابق السادس :



شكل (7-2) : مسقط الطابق السادس

وتبلغ مساحة الطابق السادس 1484.45 م² . يحتوي على مطعمين متجاورين.

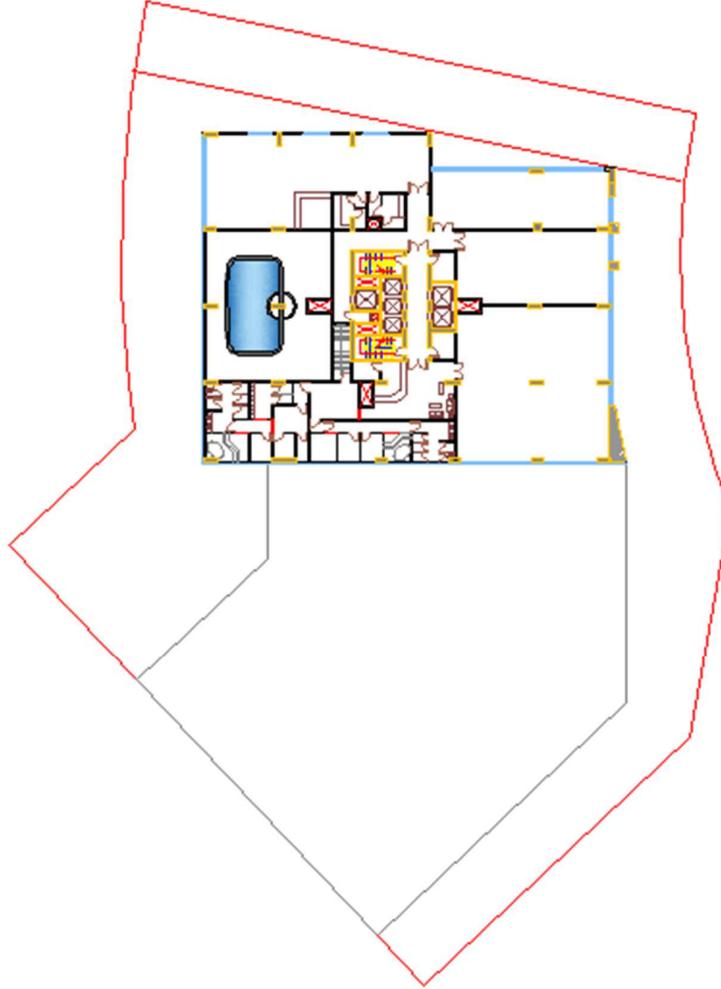
6-1-4-2 الطوابق من السابع حتى الرابع عشر :



شكل (8-2) : مسقط الطابق السابع حتى الرابع عشر عشر

حيث تبلغ مساحة الطابق الواحد 1484.45 م² ومساحة كلية 11875.6 م². يتكون من مجموعة من المكاتب المتنوعة .

7-1-4-2 الطابق الخامس عشر :



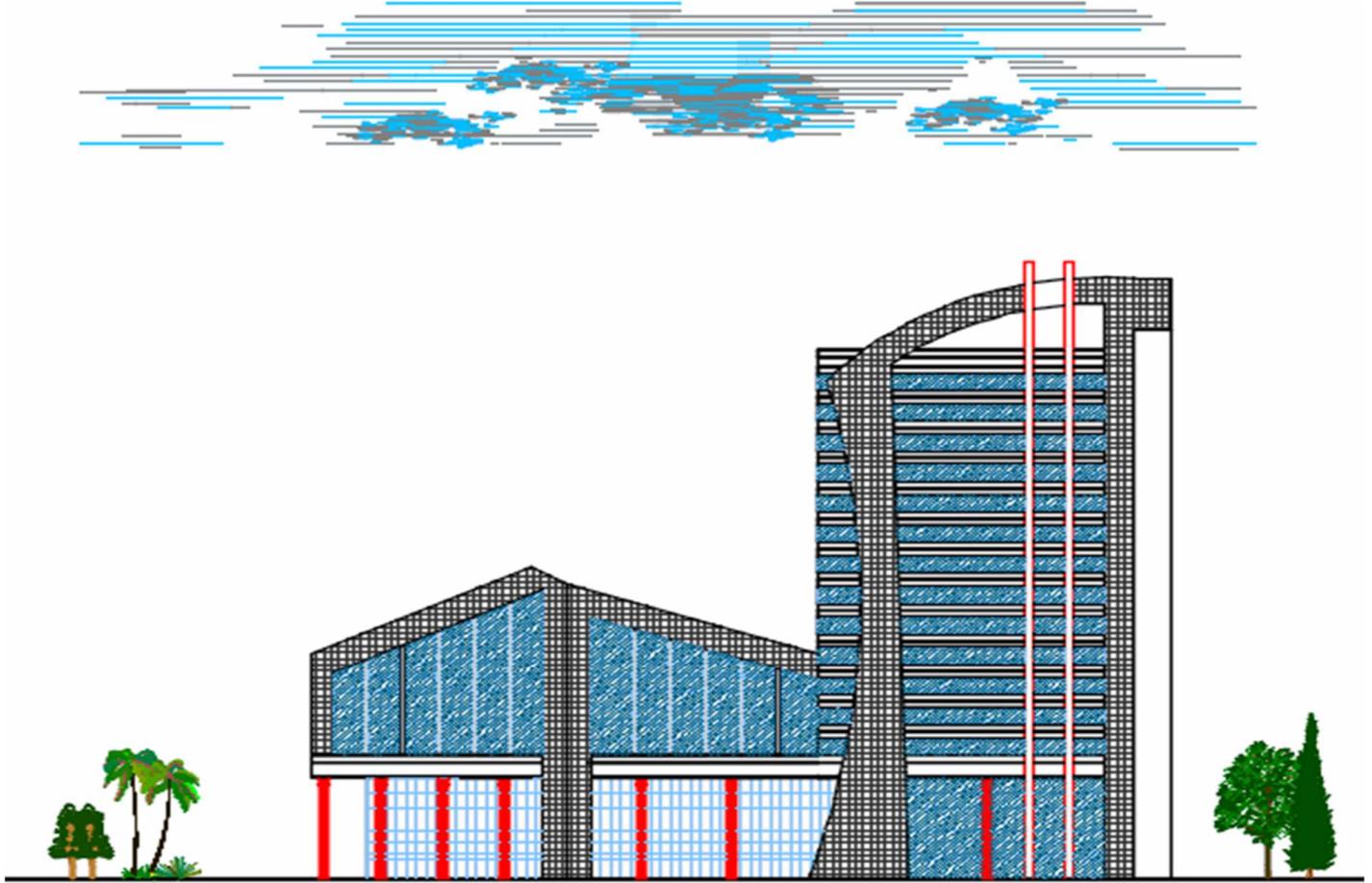
شكل (9-2) : مسقط الطابق الخامس عشر

تبلغ مساحة الطابق الخامس عشر 1484.45 م² . يتكون من قاعة رياضية و ترفيهية بالاضافة لوجود مقهى وبركة سباحة.

2-4-2 الواجهات :

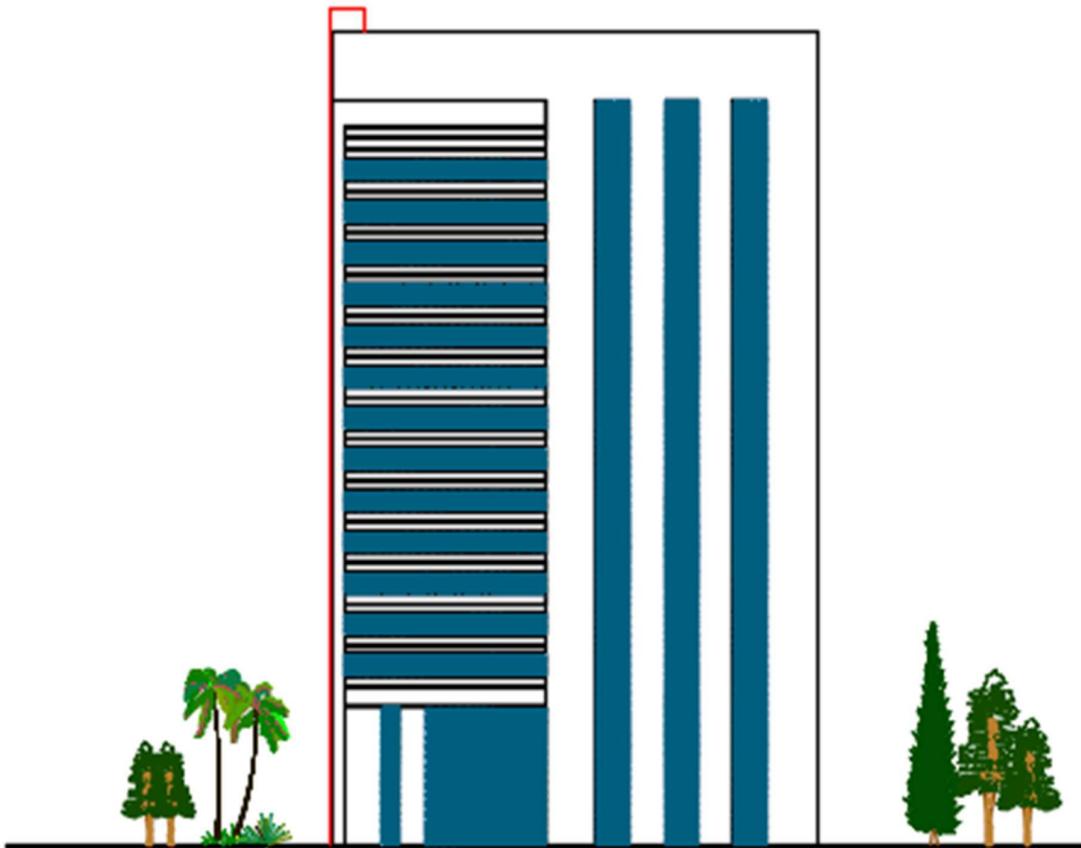
إن من أهم الصور المعمارية التي يجب أخذها بعين الاعتبار هي الواجهات التي من خلالها يتم اظهار الصورة المعمارية للمبنى بالاضافة الى معرفة ارتفاعات المبنى ، حيث أضافت الواجهات رونقا من الجمال من خلال استخدام الزجاج وأنواع مختلفة من الطلاء كما هو مبين :

1-2-4-2 الواجهة الجنوبية :



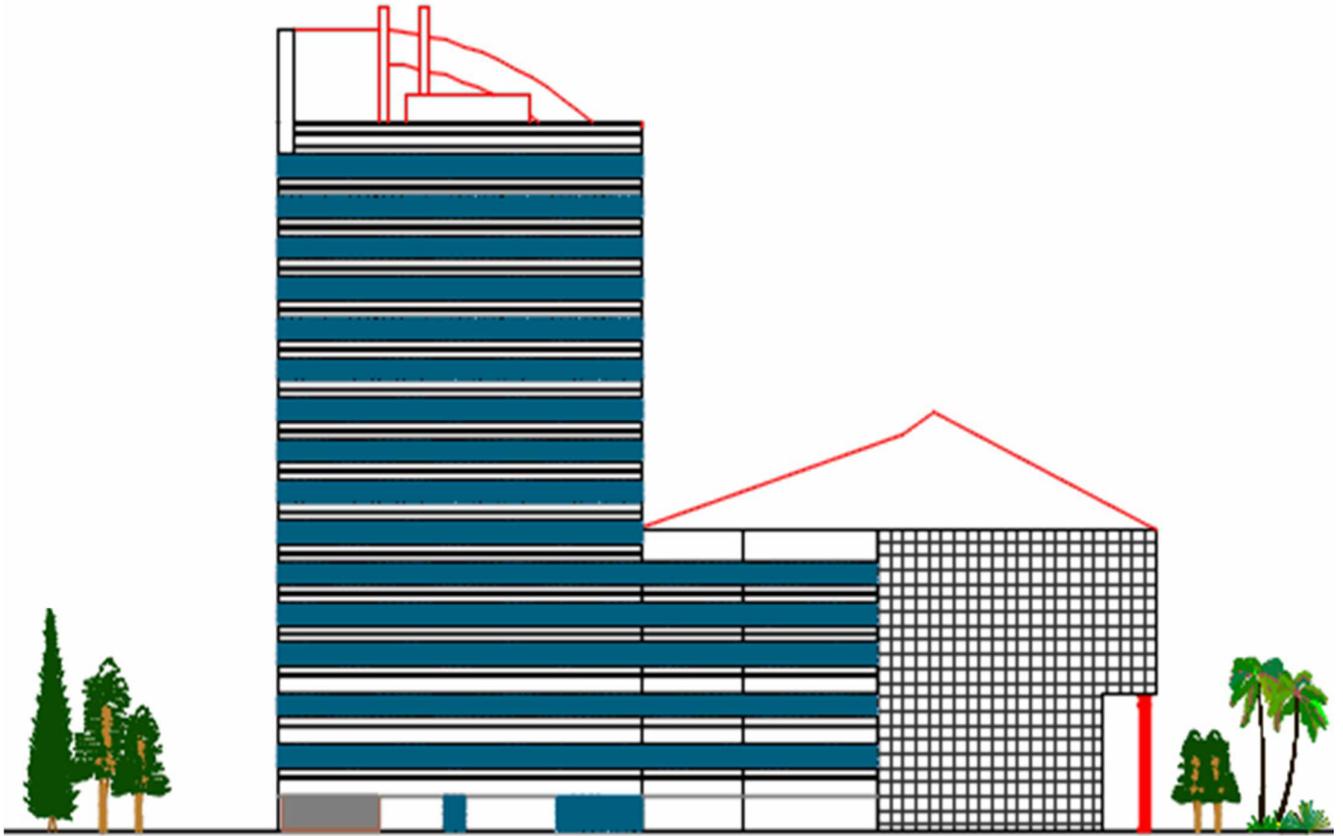
شكل (10-2) : الواجهة الجنوبية

2-2-4-2 الواجهة الشمالية :



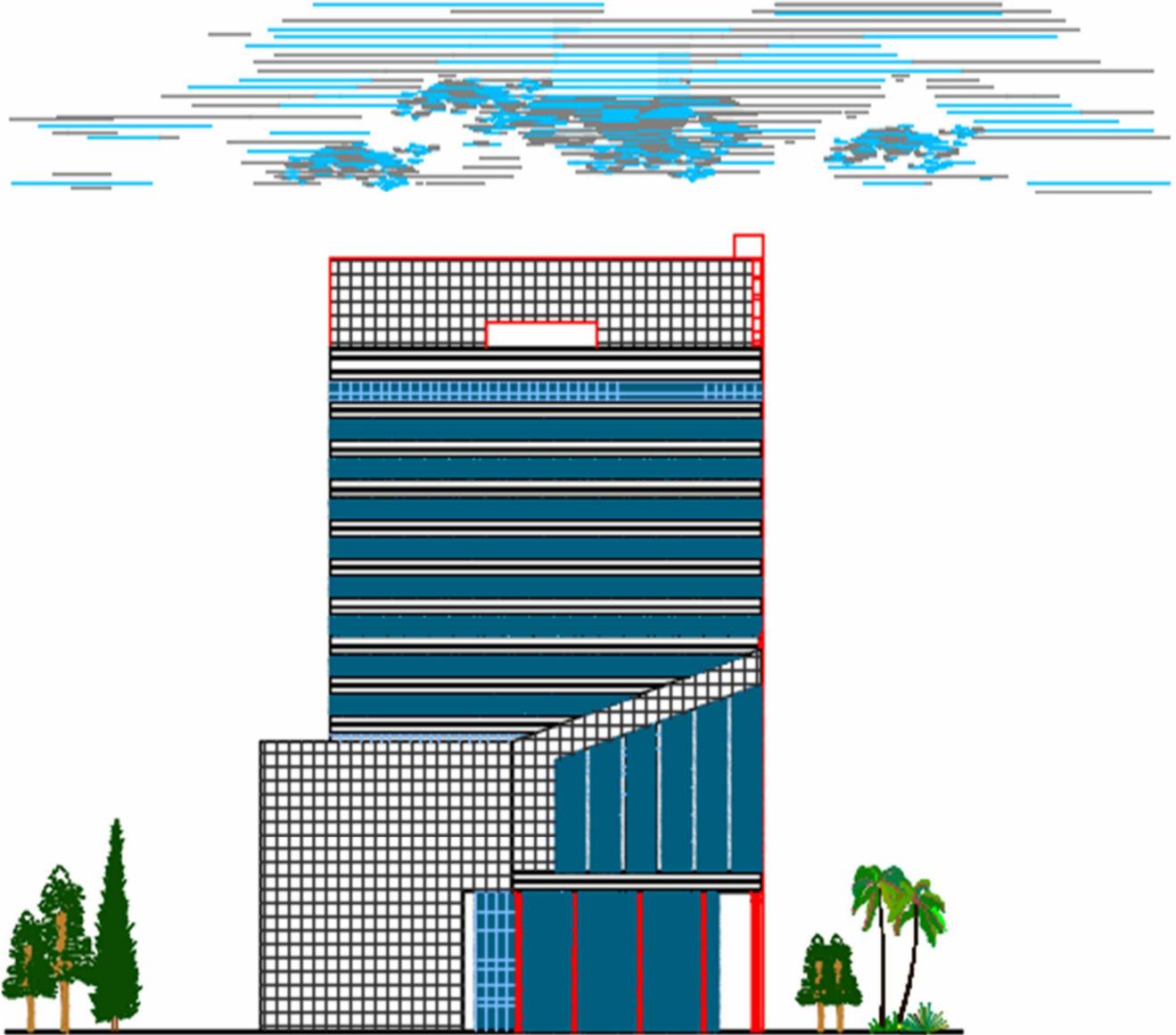
شكل (11-2) : الواجهة الشمالية

3-2-4-2 الواجهة الشرقية :



شكل (12-2) : الواجهة الشرقية

4-2-4-2 الواجهة الغربية :



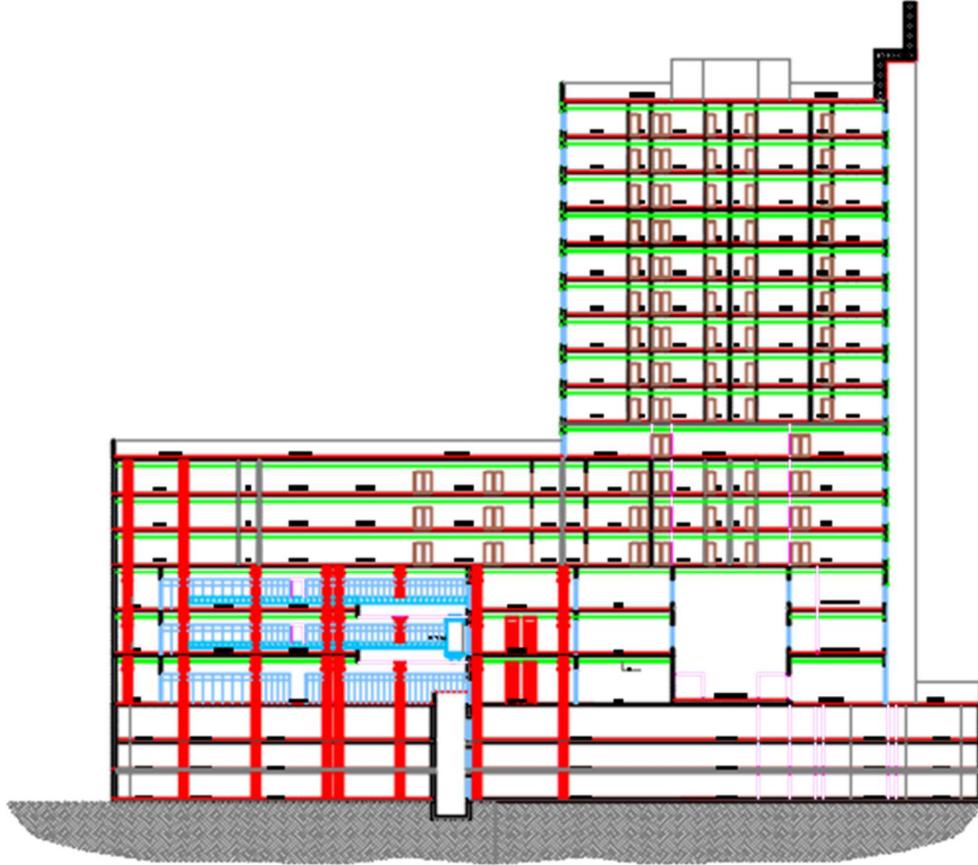
شكل (2-13) : الواجهة الغربية

3-4-2 وصف شكل الحركة :

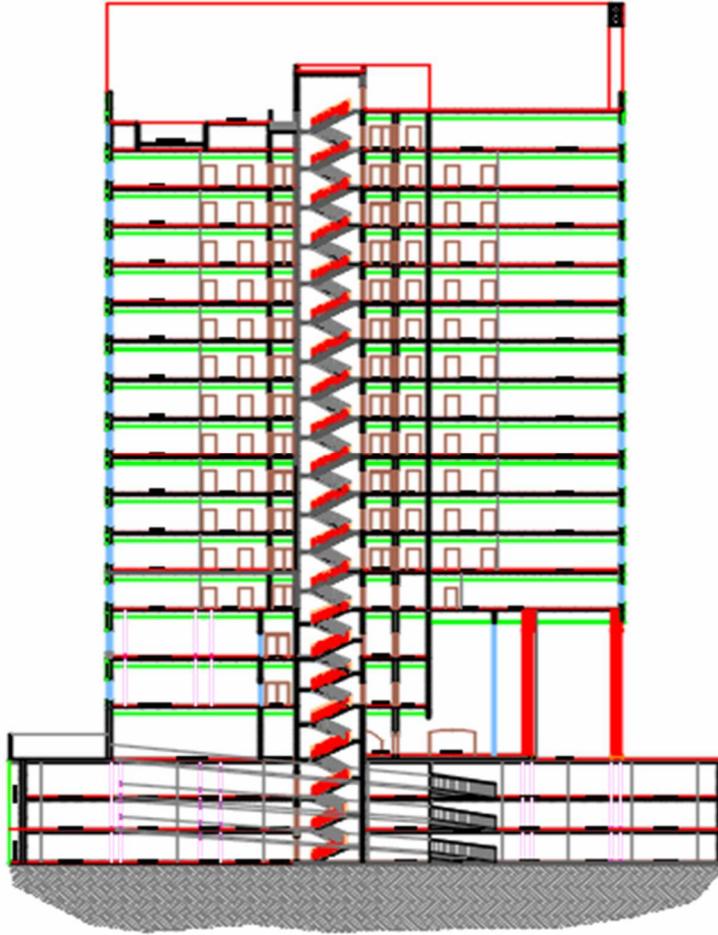
تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية و سهولة التنقل بين أجزاء المبنى و طوابقه من خلال المصاعد الموزعة على كافة أجزاء المبنى و وجد إل في وسط المبنى لتسهيل عملية التنقل . و يوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل .

الحركة داخل المبنى : فهو واضح كما بينته المساقط الأفقية .

هي عبارة عن الحركة الأفقية التي تتم من خلال مدخل يتفرع منه ممرات داخل المبنى بشكل سلس ومباشر بناء على أهمية العلاقات بين الفراغات. أما الحركة العمودية في المبنى فتتلخص بوجود مصعد كهربائي و مطالع درج في كل قسم من المبنى حتى تسهل وصول السكان الى جميع الوحدات المكونة للمبنى بشكل سهل .



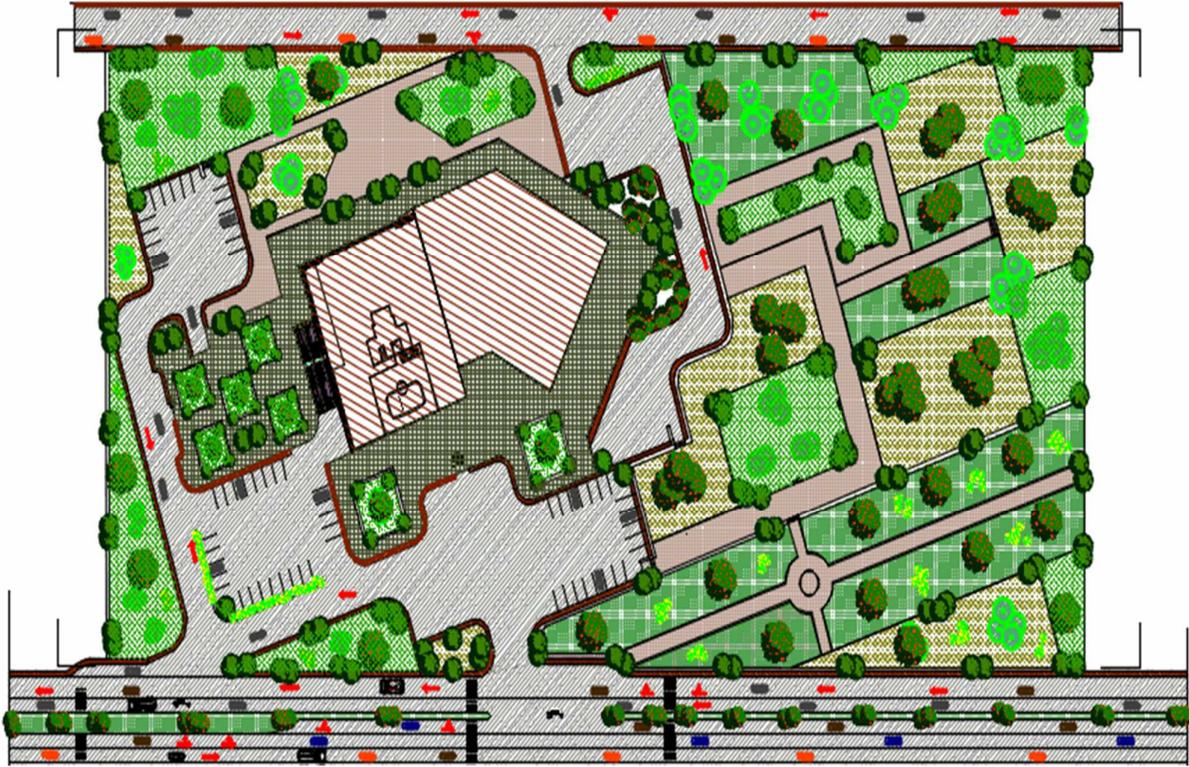
شكل (2-14) : مقطع يبين بعض أنواع الحركة



شكل (2-15) : مقطع يبين بعض أنواع الحركة

الحركة خارج المبنى :

وتظهر من خلال حركة السيارات حول المبنى وانتقالها ما بين التسوية والطابق الأرضي من خلال منحدر يصل بينهما كما هو موضح في الشكل التالي.



شكل (2-16) : الحركة خارج المبنى

3

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

- 1-3 المقدمة .
- 2-3 هدف التصميم الإنشائي .
- 3-3 الإختبارات العملية .
- 4-3 مراحل التصميم الإنشائي .
- 5-3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى .
- 6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى .
- 7-3 فواصل التمدد .
- 8-3 فاصل الهبوط .
- 9-3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها .

1-3 المقدمة :

بعد أن تم دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من تطبيق جميع الأفكار والمقترحات المعمارية للمبنى من خلال تصميم إنشائي يلبي هذه الأفكار والقوانين الهندسية والهدف الرئيسي لعملية التصميم الإنشائي هو ضمان وجود مزايا التشغيل فيه مع الأخذ بعين الاعتبار الأبعاد الاقتصادية له.

يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الاحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفا دقيقا يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

2-3 هدف التصميم الإنشائي :

يعتبر الهدف الرئيسي للتصميم الإنشائي هو انتاج مبنى آمن متكامل ومترابط لجميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم للمؤثرات الخارجية من زلازل ورياح وهبوط بالتربة لذلك لابد من تحديد العناصر الإنشائية ويكون ذلك بناءً على مايلي:

- ✓ عامل الأمان (Safety factor): ويتحقق هذا العامل من خلال اختيار مقاطع إنشائية قادرة على تحمل كافة القوى والأحمال والاجهادات الواقعة عليه.
- ✓ التكلفة الاقتصادية (Economy Cost): ويتحقق هذا العامل بالإعتماد على نوع المواد المستخدمة في البناء بحيث تكون مناسبة التكلفة وتلبي الغرض المستخدمه لأجله.
- ✓ حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين.
- ✓ الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

3-3 الإختبارات العملية :

قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي لا بد من القيام ببعض الإختبارات والفحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات وذلك من خلال عمل ثقب بأعداد وأعماق مناسبة مدروسة وأخذ عينات من هذه التربة وعمل الفحوصات اللازمة عليها وقد تم الحصول على قيمة قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) للأرض القائم عليها المشروع وتساوي (2.11 كغم/سم²) بالاستعانة بتقرير التربة.

Geotechnical Investigation Report for Dhahriyyeh Municipality Commercial Center Building Project.

4-3 مراحل التصميم الإنشائي :

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين :

1. المرحلة الأولى :

وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام والأبعاد الأولية المتوقعة منه.

2. المرحلة الثانية :

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ , بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تم اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تقريد حديد التسليح.

5-3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى :

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم، حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل ، لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والأمن وطريقة العمل المناسبة.

1-5-3 الأحمال :

لا بد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشأة ومن هذه الأحمال : الأحمال الميتة ، الأحمال الحية والأحمال البيئية.

1. الأحمال الميتة (Dead Loads) :

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية والتجهيزات الثابتة فهي أحمال تلاصق المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه. وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي :

الجدول (1-3) : الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m ³)
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الخرسانة	25
4	الطوب - Ytong	5
5	القضارة	22
6	الرمل	17

2. الأحمال الحية (Live Loads) :

وهي الأحمال التي تتعرض لها الابنية والانشاءات بحكم استعمالها المختلفة او استعمالات جزء منها وتشمل :

1. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
2. الأحمال الديناميكية كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
3. الأحمال الساكنة والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر كأثاث البيوت والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة والمواد المخزنة والأثاث والأجهزة والمعدات ، والجدول (2-3) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني للأحمال.

الجدول (2-3) الأحمال الحية

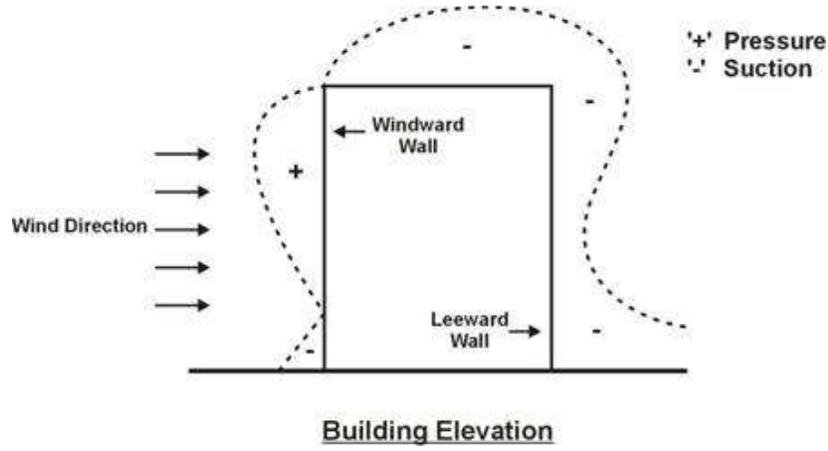
الحمل الحي (KN/m ²)	طبيعة الاستخدام	الرقم المتسلسل
5.0	مواقف السيارات	1
5.0	المخازن	2
4.0	الأدراج	3
5.0	المطاعم وصالات	4
2.5	المباني السكنية	5
7.5	منصات المسرح	6
2	قاعات المعدات	7
2.5	مكاتب الإستعلام	8

3. الأحمال البيئية (Live Loads) :

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية التي تمر على المنشأ كالتلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية والأحمال الناتجة عن ضغط التربة وهي تختلف من حيث المقدار والاتجاه ومن منطقة لأخرى و يمكن اعتبارها جزءاً من الأحمال الحية وهي كما يلي :

1. حمل الرياح :

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزاءها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط (Windward) وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد (Leeward) كم يبين الشكل (1-3) ، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع (KN/m²). وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض ، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.



الشكل (1-3) كيفية تأثير الرياح .

2. حمل الثلوج :

هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج ، ويمكن تقييم أحمال الثلوج على الأسس التالية :

- الوزن النوعي للثلج .
 - ارتفاع المنشأ عن سطح البحر .
 - ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج .
- و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني للأحمال .

الجدول (3-3): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

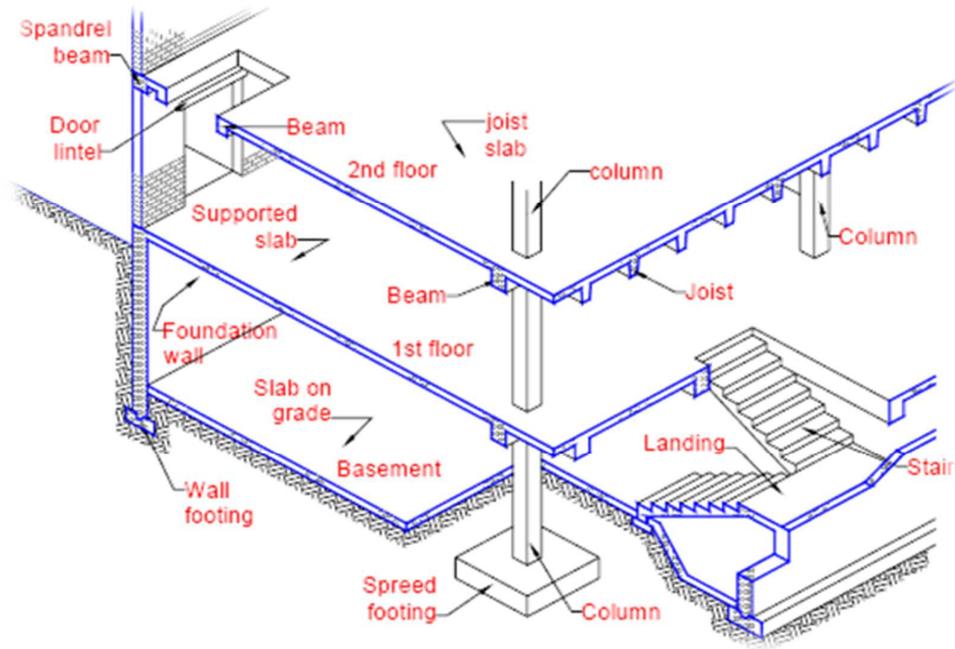
أحمال الثلوج (KN /M ²)	علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)
0	$h < 250$
$(h-250) / 1000$	$500 > h > 250$
$(h-400) / 400$	$1500 > h > 500$
$(h - 812.5) / 250$	$2500 > h > 1500$

3. حمل الزلازل :

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل ، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعاً إلى الكود المستخدم (UBC97).

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى :

هناك مجموعة من العناصر الإنشائية التي تعمل معاً كوحدة واحدة لمقاومة الأحمال الواقعة عليها و من أهم هذه العناصر : البلاطات الخرسانية ، الجسور ، الأعمدة ، الأدراج ، الجدران الحاملة و الأساسات .

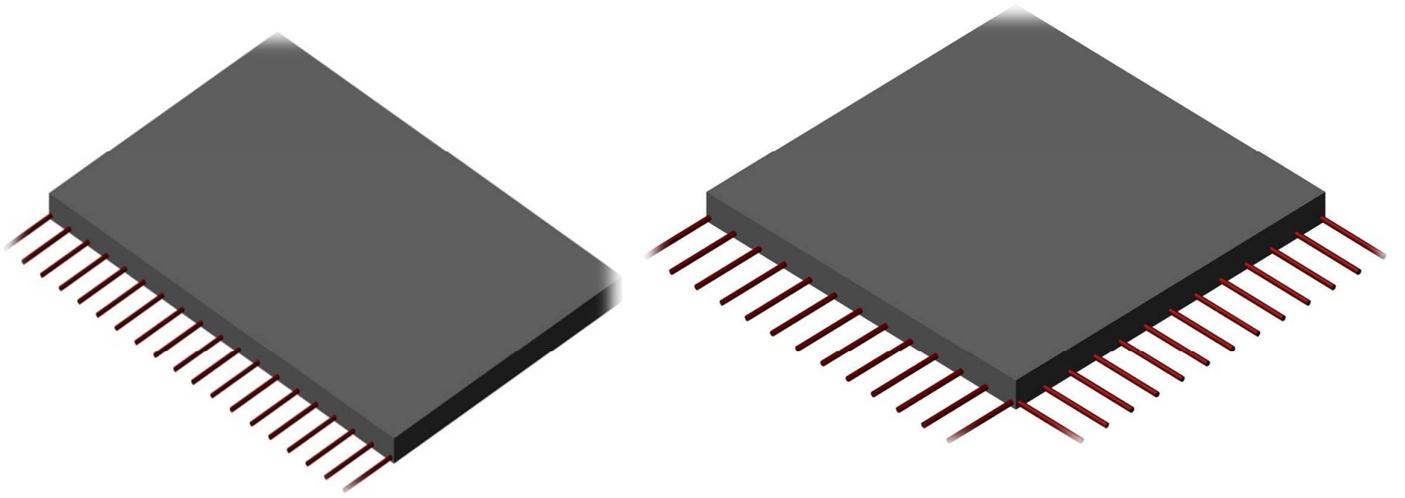


الشكل (2-3) : بعض العناصر الإنشائية في المبنى

3-6-1 العقدات (Slabs) :

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات. توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

A. البلاطات المصمتة (Solid Slabs): تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية ، منها ما هو باتجاه واحد وأخرى باتجاهين.



الشكل (3-3) : بلاطة مصمتة في اتجاه وفي اتجاهين.

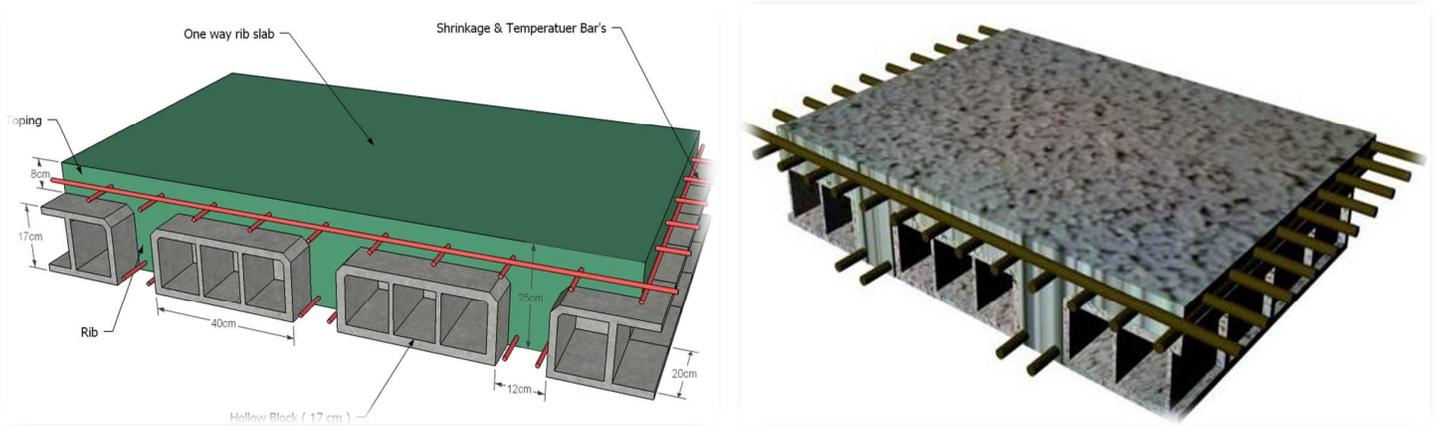
B. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

a. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One Way Ribbed Slab).

b. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two Way Ribbed Slab).

a. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One Way Ribbed Slab).

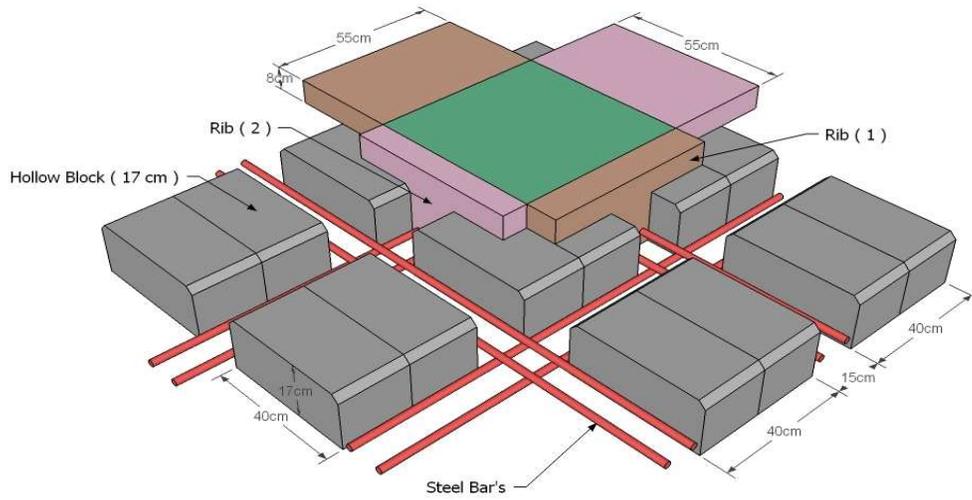
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات وتتكون من صف من الطوب يليه العصب وتمتاز بخفة وزنها وفعاليتها وتستخدم عندما تكون نسبة البعد الأكبر للفضاء الى البعد الأصغر لنفس الفضاء أكبر من 2 ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (4-3).



الشكل (4-3) : عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

b. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two Way Ribbed Slab).

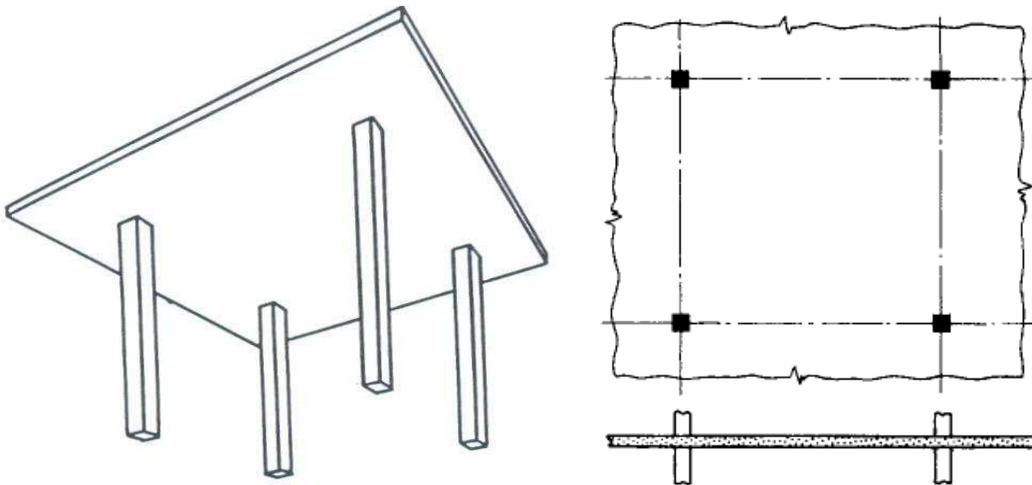
تستخدم هذه العقدات في حال كانت النسبة بين الاتجاه الطويل الى الاتجاه القصير أقل من (2) تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات حيث يظهر في الشكل (6-3).



الشكل (5-3) : عقدات العصب ذات الاتجاهين.

.C Flat Plate :

وهي بلاطة باتجاهين ذات سمك ثابت تستند على الأعمدة مباشرة , و تستعمل إذا كانت الأعمدة موزعة بطريقة غير منتظمة ، حيث تنتقل الأحمال منها إلى الأعمدة مباشرة .



الشكل (6-3) : Flat Plate

2-6-3 الجسور (Beams) :

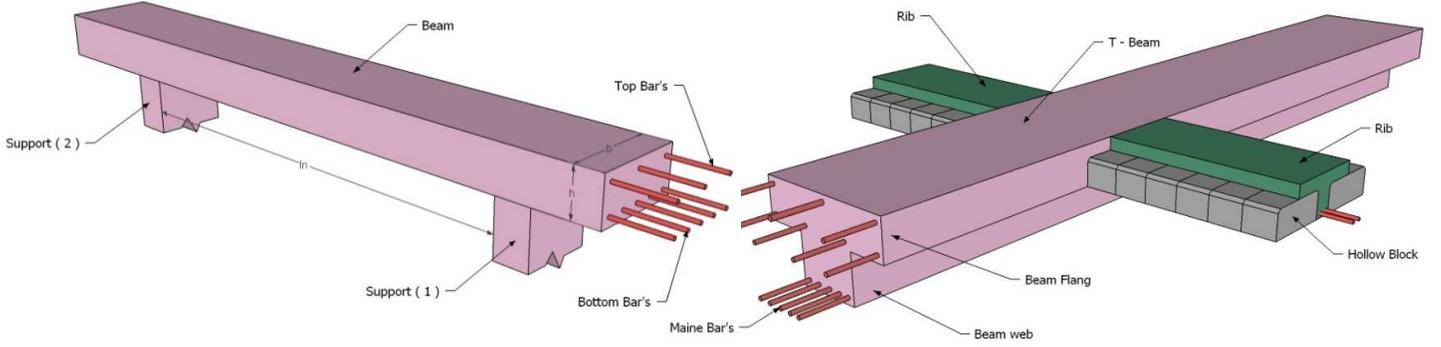
وهي عناصر أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب الى الأعمدة ، حيث تقسم من حيث مقطعها الى :

i. Rectangular Beam

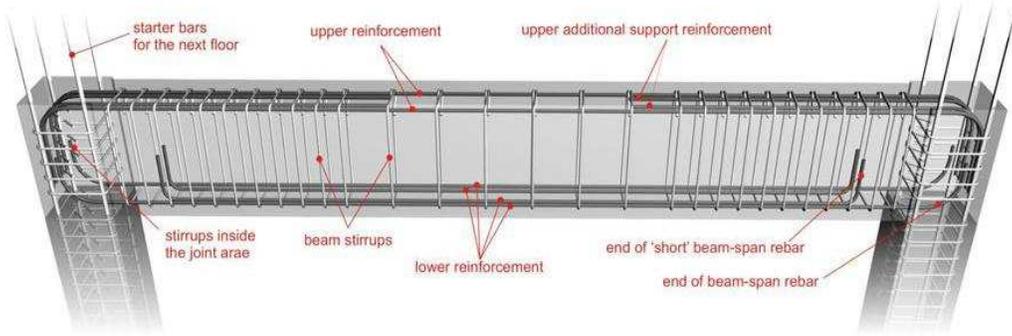
ii. T- Section Beam

iii. L- Section Beam

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر ، ويسلح بالكانات لمقاومة قوى القص.



الشكل (7-3) : أشكال الجسور



الشكل (8-3) : تسليح الجسر

3-6-3 الأعمدة (Columns) :

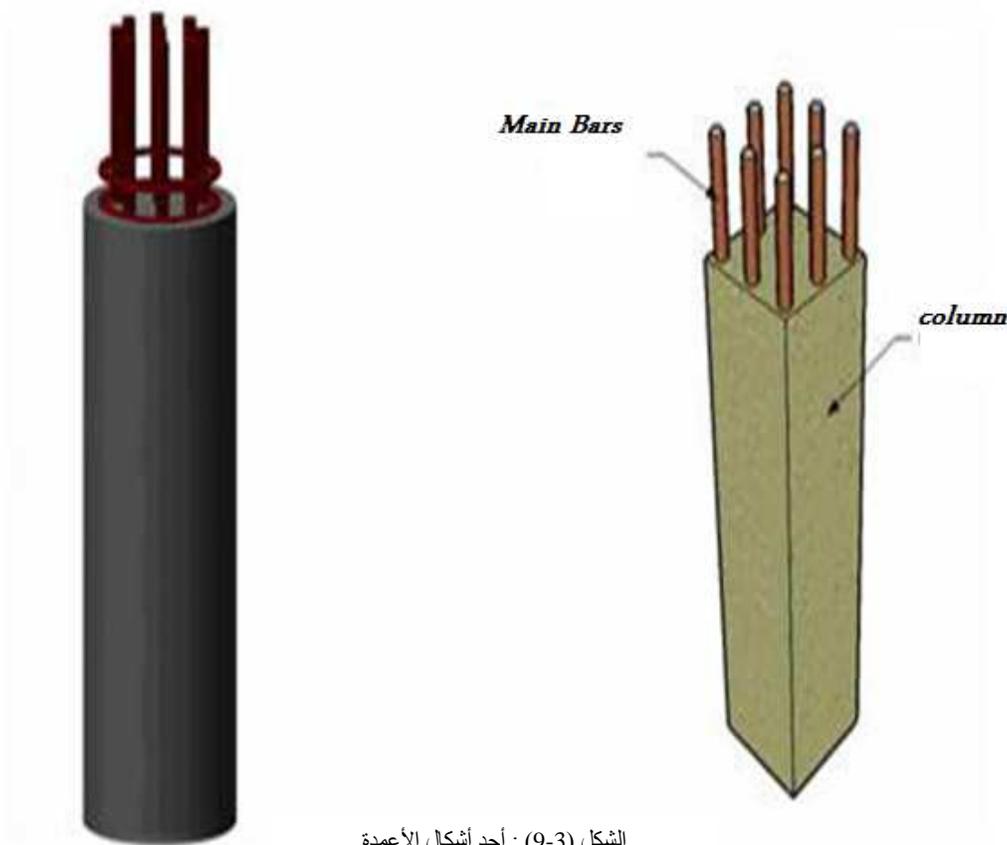
هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ ، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة ، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأساسي، فيجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي :

1- الأعمدة القصيرة (short column).

2- الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي:

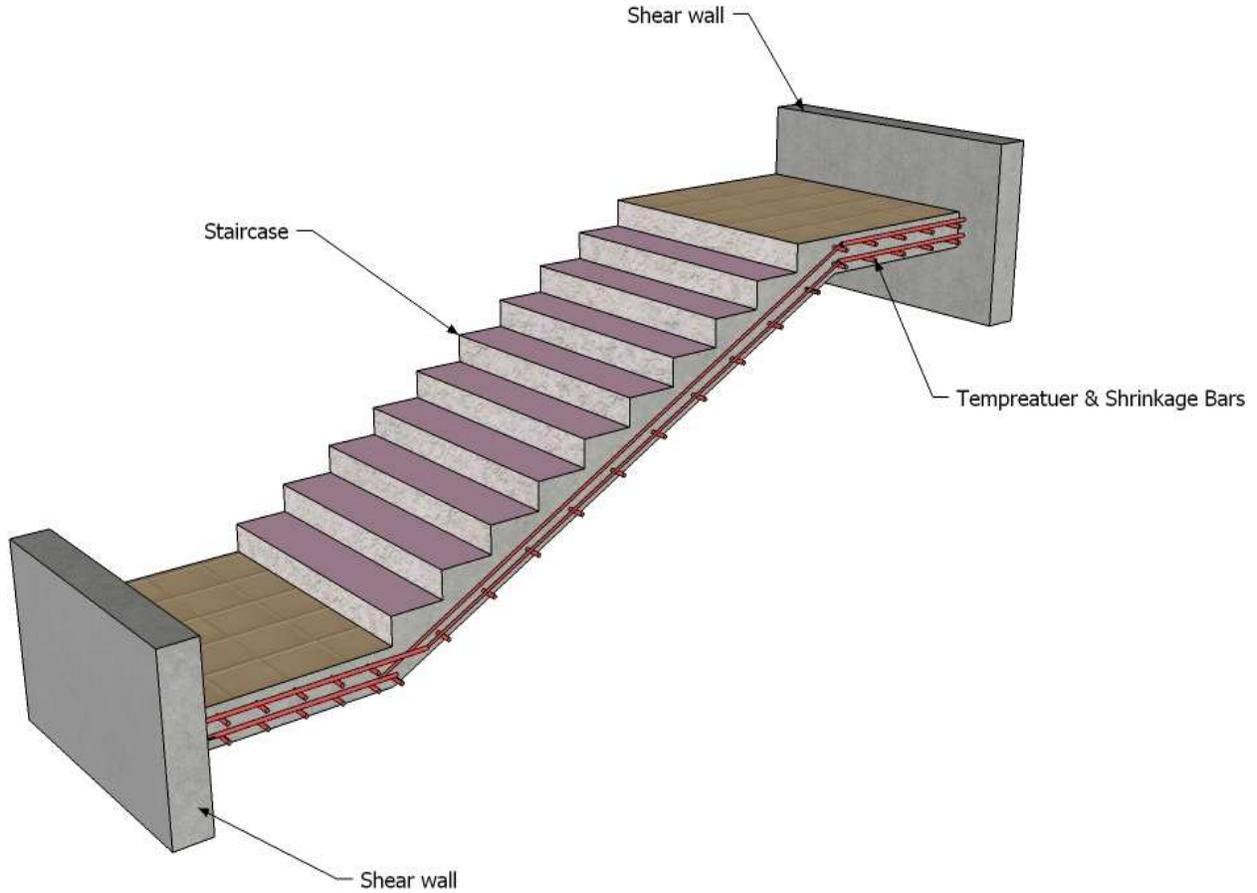
منها المستطيل والدائري والمربع ، والمشروع يحتوي على نوعين من الأعمدة هما المستطيلة والدائرية كما في الشكل (3-10).



الشكل (3-9) : أحد أشكال الأعمدة

4-6-3 الأدرج (Stairs) :

الأدرج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عقدة مصممة في اتجاه واحد ، الشكل (3-11).

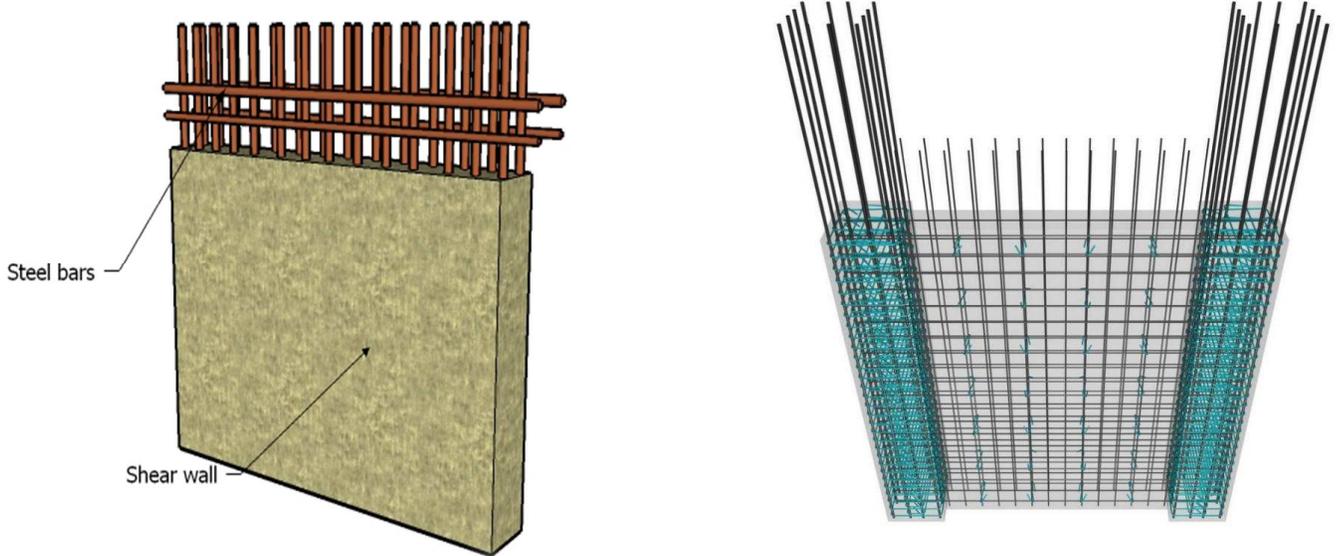


الشكل (3-10) : الدرج

5-6-3 جدران القص (Shear Walls) :

هي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى الأفقية و العمودية الواقعة عليها و تستخدم بشكل رئيسي في مقاومة الأحمال الأفقية كأحمال الرياح و الزلازل و تسليح بطبقتين من الحديد لزيادة كفاءتها في مقاومة الأحمال الأفقية الواقعة عليها .

تعمل هذه الجدران على تحمل الأحمال الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي تتعرض لها المنشأ و يجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه و مركز ثقل المنشأ أقل ما يمكنو أن تكون هذه الجدران كافية لتقليل تولد العزوم و آثارها على جدران المنشأ المقاومة للقوى الأفقية ، و تتمثل هذه الجدران بجدران بيت الدرج و جدران المصاعد و الجدران الأخرى التي تبدأ من الأساسات . والشكل التالي يبين جدار قص مسلح.

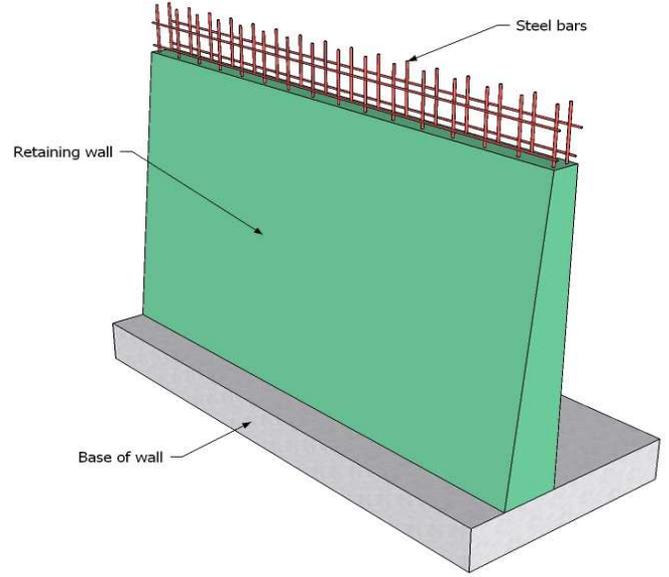
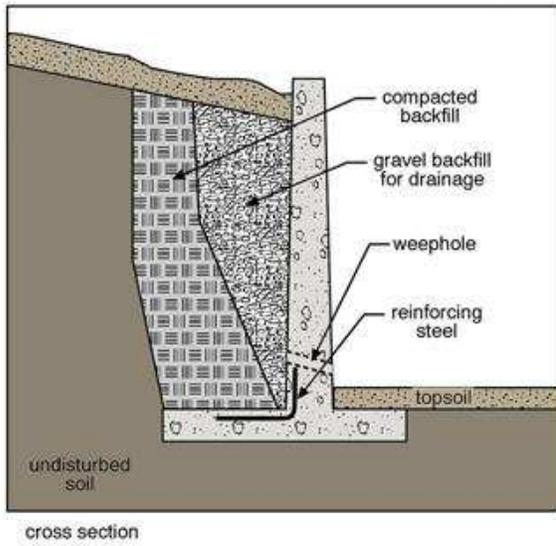


الشكل (11-3) : جدار قص مسلح

6-6-3 الجدران الاستنادية (Retaining Walls) :

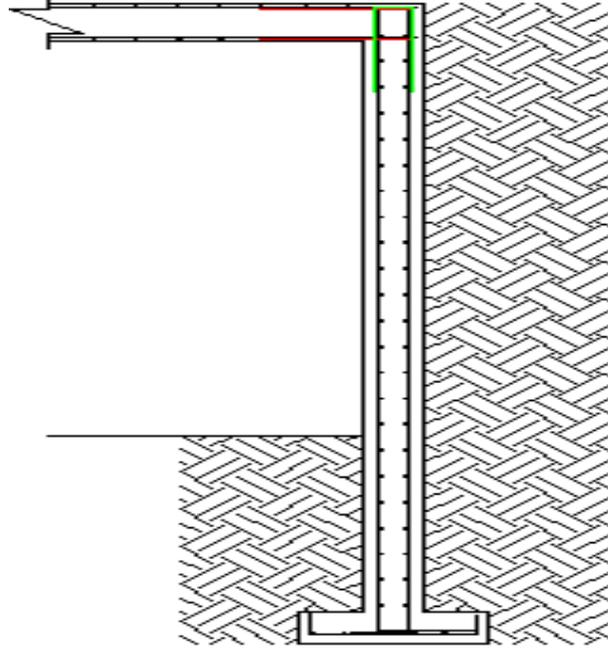
وهي عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بمقاومة أحمال التربة التي تؤثر على المبنى خاصة في الطوابق التي تقع تحت منسوب سطح الأرض لاحظ الشكل (3-13) ، استخدمت هذه الجدران في طابق التسوية بجانب منحدر السيارات.

Cantilevered concrete retaining wall



الشكل (3-12) : جدار استنادي

7-6-3 جدران التسوية (Basement Walls) :



الشكل (13-3) : Basement Wall

8-6-3 الأساسات (Foundations) :

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما نقوم بتنفيذها إلا أنها آخر ما نقوم بتصميمه . و تعتبر الأساسات حلقة الوصل ما بين العناصر الإنشائية في المنشأ و الأرض .

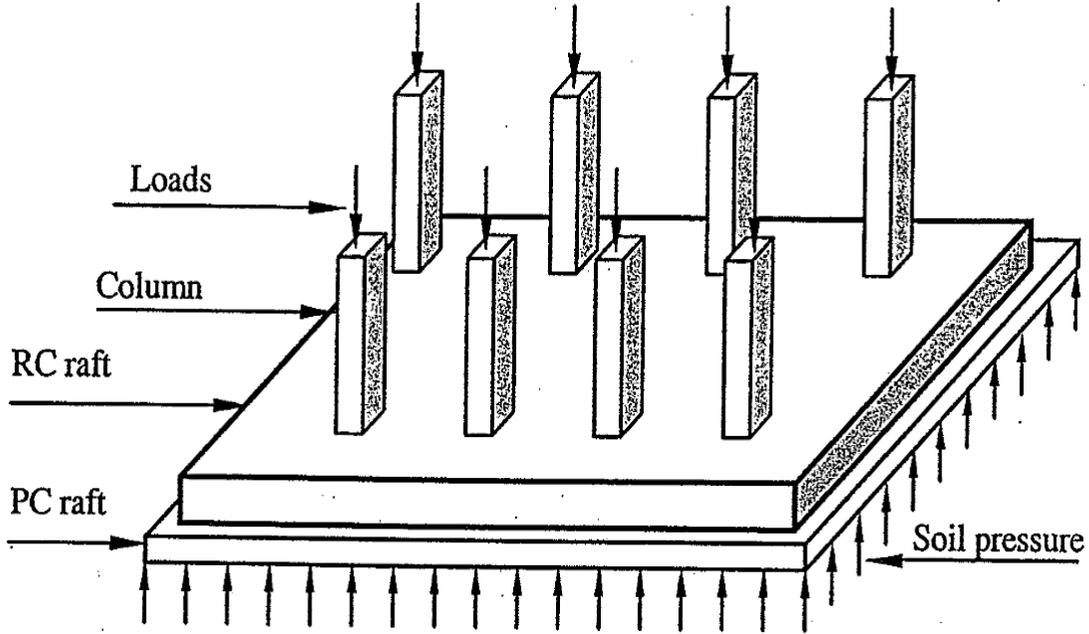
و لمعرفة الأحمال و الأوزان الواقعة عليها ، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور منها إلى الأعمدة و أخيرا إلى الأساسات التي تقوم بنقلها و توزيعها في التربة . بالتالي يكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة و الحية للمنشأ بالإضافة لأحمال الزلازل و الرياح و الثلوج . و تكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات و بناءً عليها و على طبيعة التربة يتم تحديد أبعاد و نوع الأساسات المستخدمة.

توجد الأساسات على عدة أنواع هي :

1. أساسات منفصلة (Isolated Foundation).
2. أساسات مزدوجة (Combined Foundation).
3. أساسات شريطية (Strip Foundation).
4. أساسات البلاطة (Raft Foundation).
5. الأساسات العميقة (Piles-Deep Foundations).

أساس البلاطة أو اللبشة (Raft Foundation).

وهي عبارة عن حصيرة تحمل عدد كبير من الأعمدة والجدران تستخدم في حالة كون تربة التأسيس ضعيفة بحيث لا ينصح فيها استخدام الأساس المنفصل أو المزدوج.



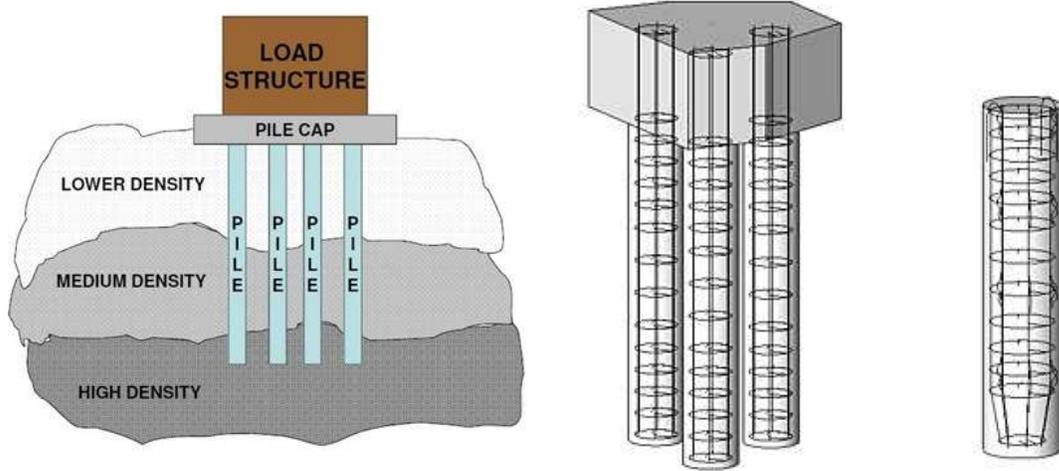
الشكل (14-3) Raft Foundation:

الأساسات العميقة أو الخوازيق (Piles-Deep Foundations)

وهي عبارة عن أوتاد خرسانية يتم استخدامها عندما تكون التربة السطحية ضعيفة وغير صالحة للتأسيس وتكون الطبقة الصالحة للتأسيس على مسافات عميقة لذلك نلجأ إلى اختراق التربة إلى أعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس. ويتم عادة الاعتماد على الأساسات العميقة في التربة الرملية مثل الشواطئ والمناطق الصحراوية.

الأساسات الخازوقية (الخوازيق) يمكن تصنيفها حسب الآتي :

1. حسب التصميم : تقسم لثلاث أنواع (خوازيق تعمل على الارتكاز End bearing، خوازيق تعمل على الاحتكاك friction أو خوازيق تعمل على الارتكاز والاحتكاك معاً).
2. حسب مادة الخازوق (الخوازيق الخرسانية المسلحة ، الخوازيق المعدنية على شكل اسطوانة مملئة أو مفرغة أو خوازيق مقاطعها على شكل حرف I أو H أو الخوازيق الخشبية وهي أقلها تحملاً وأقل انتشاراً).
3. حسب طريقة التنفيذ (منها ما يحفر ويصب بالمكان حفر بالتفريغ ومنها ما يدق في مكانه بمطارق خاصة ومنها ما يتم زرعه بمكانه بواسطة مكابس لولبية حلزونية طرق مع الدوران).



الشكل (3-15) : Piles Foundations

9-6-3 الجمالون (Truss) :

هو عنصر إنشائي يتألف من مجموعة من الوحدات المترابطة وعادةً تكون هذه الوحدات عبارة عن :
Top members, Bottom members, vertical members, diagonal members حيث يتم تركيب اجزاء ال Truss باستخدام البراغي والبراشم واللحام ويتميز بخفة وزنه وفضاءاته الكبيرة.

7-3 فواصل التمدد :

فواصل التمدد (Expansions Joints) : تستخدم للتخلص من القوى الناتجة عن التمدد الحراري للمبنى من خلال تجزئة المبنى الى جزئين أو أكثر بالاعتماد على أبعاد المبنى ودرجات الحرارة ويمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي :

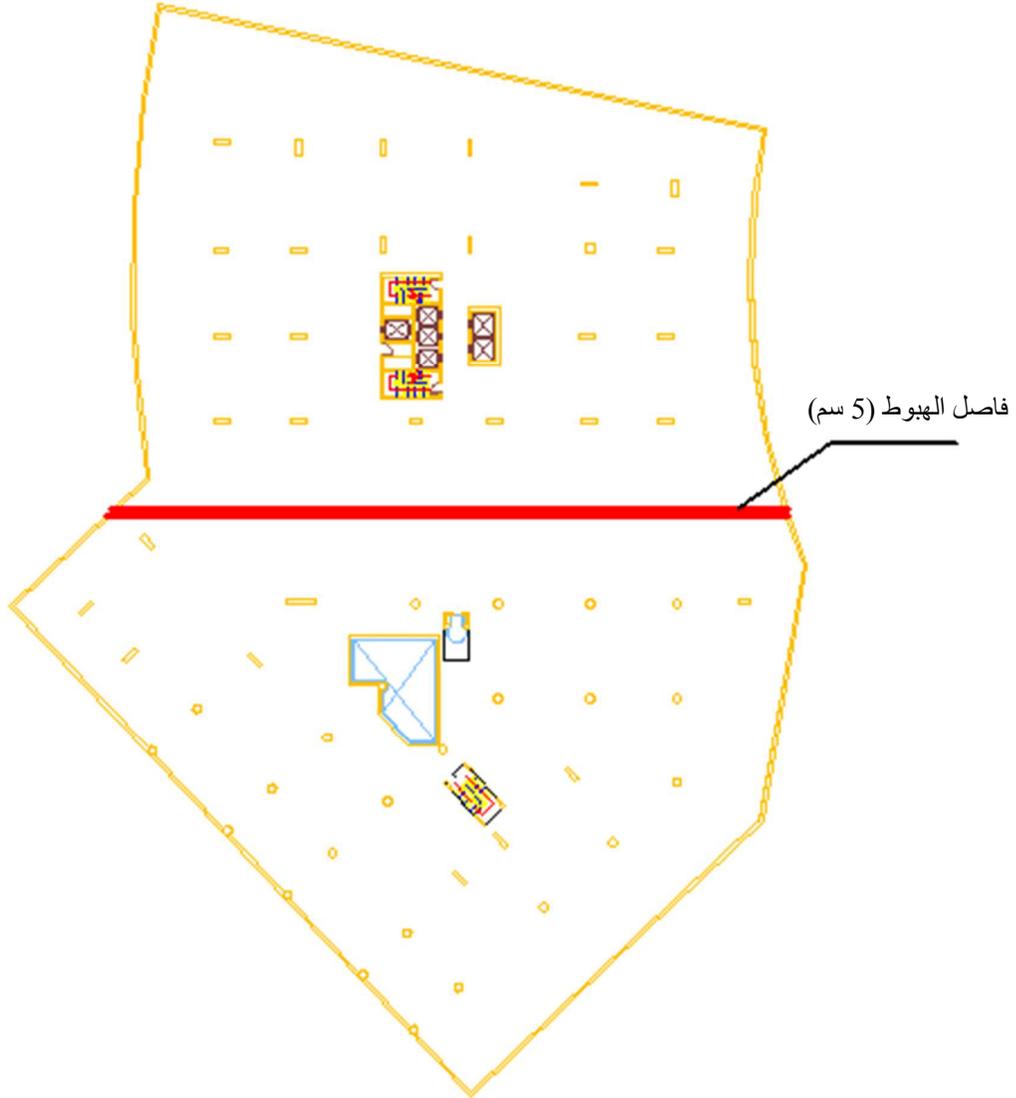
- من 40 إلى 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
 - من 30 إلى 35 م في المناطق الحارة .
 - و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و أخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد.

8-3 فاصل الهبوط :

فاصل الهبوط (Settlement Joint) : ينفذ فاصل الهبوط كفاصل التمدد الا أنه يشمل جميع أجزاء المنشأ بما فيها الأساسات قاطعا بارتفاع المنشأ بأكمله بسمك 5 سم تقريباً حيث يبدأ الفصل من الأساسات وينتهي في أعلى سقف مروراً بجميع الأدوار ، وتنفذ فواصل الهبوط لأحد الأسباب التالية :

- اختلاف طبيعة التربة أسفل المبنى ، مما يعني اختلاف تصرف التربة تحت تأثير الأحمال الواقعة عليها ، الأمر الذي قد يؤدي الى الهبوط المتفاوت بين أجزاء المبنى.
- اختلاف توزيع الأحمال في المنشأ اختلاف واضح كأن يتكون المبنى من جزئين كل جزء عدد طوابقه أكثر أو أقل من الجزء المجاور له كما هو الحال في هذا المشروع.
- اختلاف التصرف الإنشائي لأجزاء المبنى اختلافاً كبيراً كاختلاف أطوال مسافات البحور بين الأعمدة (Spans) في المنشأ.

والشكل التالي يبين أين تم استخدام فاصل الهبوط في المبنى .



الشكل (3-16) : فاصل الهبوط

9-3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها :

- AutoCAD v. 2014
- CSI Safe v. 12.0
- Microsoft Word 2013
- Microsoft Excel 2013



الفصل الرابع

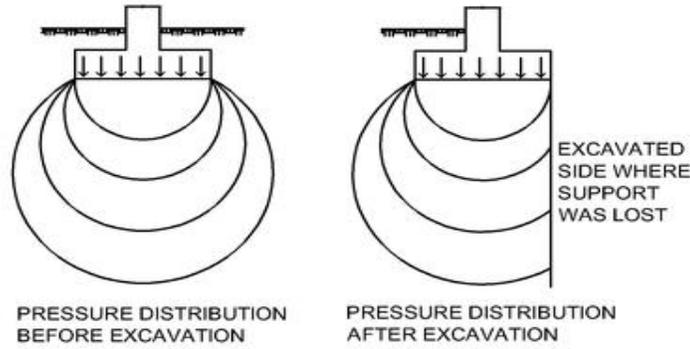
مقدمة في الأساسات والتربة

- 1-4 المقدمة .
- 2-4 أنواع الأساسات وتصنيفها .
- 3-4 قدرة تحمل التربة والضغط المسموح به .
- 4-4 اختيار نوع الأساس .

1-4 المقدمة :

يحتل علم الأساسات دورا أساسيا بين العلوم الهندسية ، حيث تعتبر الأساسات العنصر الحامل الرئيسي في المنشأة، فهي تنقل الأحمال الواقعة عليها من عناصر المنشأة الى التربة التي تستند اليها وتوزيعها في التربة باعتبارها تشكل نصف الفراغ اللانهائي، لضمان الاستقرار الكلي للمنشأة ، وعلى ذلك فإن تصميم الأساسات يدفع بنا الى التعامل مع علاقات أكثر تعقيدا (من تصميم العناصر الاخرى للمنشأة التي تربط الأحمال من جهة والاجهاد من جهة اخرى بعلاقة ثابتة لا تختلف باختلاف النظريات). وبالتالي التعامل مع متغيرات أكبر عددا، فدخل التربة كمادة جديدة في التصميم يجعل الحاجة الى التعامل مع منظومة المتغيرات التي تشكل نظريات المتانة أمر لا بد منه ، والجمع بين التربة كعلم مستقل وبين الأساسات كحساب إنشائي ، لاختيار نوع الأساسات والأبعاد الهندسية مع مراعاة نوعية التربة والهبوط وردود الأفعال والاجهادات من العناصر الإنشائية للمبنى من جهة ، وتحقيق الأمان والجودى الاقتصادية من جهة اخرى.

تعتبر التربة بوجه عام، أقل تحملا للضغوطات والاجهادات الاخرى من العناصر الإنشائية الخرسانية ، ولهذا السبب نجد ان الأساسات (خاصة السطحية منها) تتمتع بإتساع كبير لمساحة القاعدة قياسا بمساحة مقطع العناصر المستندة اليها (كالأعمدة والجدران) . وهذا الاتساع يؤمن انتشار الاحمال داخل التربة . كما يبين الشكل (1-4).



الشكل (1-4) : نقل الأساس للأحمال الواقعة عليه الى التربة .

إن الهدف النهائي لتصميم هذه العناصر هو تحقيق الأمان الكافي والمحقق للشروط الاقتصادية للإنشاء ويتم ذلك باختيار نوع الأساسات المناسبة وأبعادها وأعماق التأسيس التي تتناسب مع طبيعة التربة ونوع المنشأة والأحمال المطبقة عليها وغيرها وفي هذا المساق نجد أن فن التصميم في الأساسات يلعب دوراً فاعلاً في تحديد نوع الأساسات المختارة .

2-4 أنواع الأساسات وتصنيفها :

تصنف الأساسات بوجه عام الى :

1. **الأساسات السطحية (Shallow Foundation)** : حيث هي عبارة عن أساسات تنفذ على أعماق قريبة من سطح الأرض حيث يكون عمق التأسيس أقل من ضعف عرض الأساس ويستعمل هذا النوع من الأساسات للتربة ذات الطبقات القوية القريبة من سطح الأرض. تمتاز الأساسات السطحية
 2. **الاساسات العميقة (Deep Foundation)** : تستعمل عندما تكون طبقات التربة القريبة من سطح الأرض ضعيفة وتكون الأحمال عليها كبيرة.
- تمتاز الأساسات السطحية بسهولة التنفيذ وكثرة الاستخدام وأقل تكلفة اقتصادية بالمقارنة مع الأساسات العميقة.
 - أحياناً لأهمية المنشأ واعتبارات الأمان نزل إلى أعماق كبيرة حتى نصل إلى التربة القوية

أنواع الأساسات السطحية :

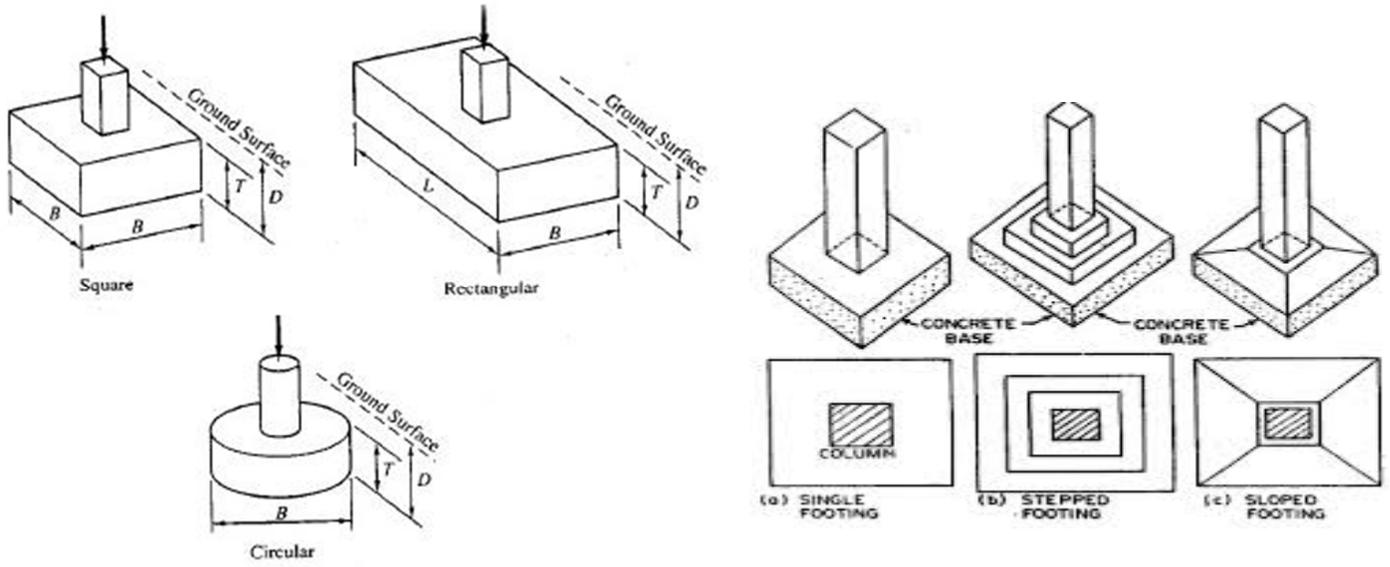
1. الأساسات المنفردة (Isolated Footing).

تستخدم كأساس للأعمدة الخرسانية والمعدنية منها المربع والمستطيل والدائري غالباً يكون شكل القاعدة نفس شكل العمود لتحسن طريقة توزيع الاجهادات من العمود للقاعدة. تتكون الأساسات المنفردة أو المنفصلة من جزئين:

- الجزء العلوي من الخرسانة المسلحة.
- الجزء السفلي من الخرسانة العادية.

سبب استخدام الخرسانة العادية :

- (1) للحصول على توزيع منتظم للإجهادات على التربة أسفل قاعدة العمود.
- (2) توفير حجم الخرسانة المسلحة المطلوبة للقاعدة مما يقلل من التكاليف (ثمّن الخرسانة المسلحة يساوي أربع مرّات ثمّن الخرسانة العادية).

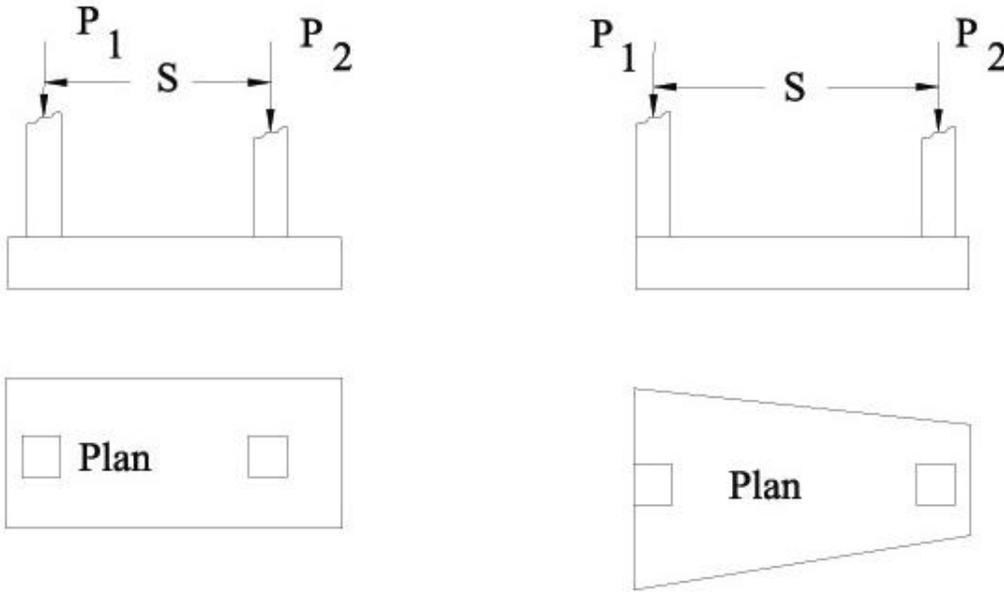


شكل (2-4): أشكال مختلفة لأساس منفرد

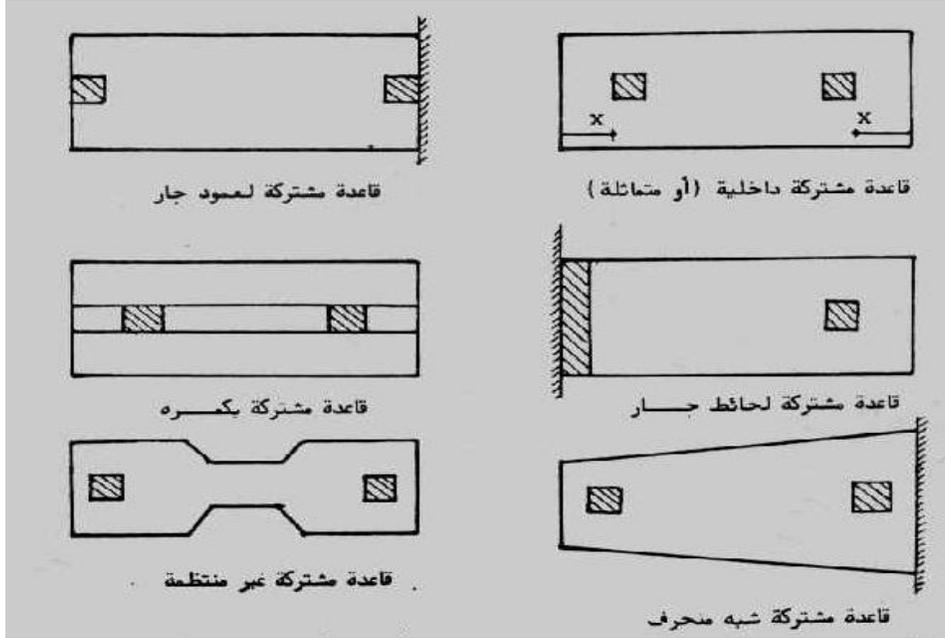
2. الأساسات المشتركة او المركبة (Combined Footing).

نلجأ للقواعد المشتركة عندما يحدث تداخل بين القواعد المنفصلة حيث يكون الإجهاد في منطقة التداخل إجهاد مضاعف.

- القواعد المشتركة عبارة عن قاعدة تضم عمودين أو أكثر ونقطة عمل محصلة العمودين تنطبق على مركز مساحة القاعدة مما يعطى إجهادا منتظماً على التربة (نستخدمها بدلاً من القواعد المتداخلة).
- عندما تقع محصلة الأحمال على مركز المستطيل فإننا نضمن توزيع منتظم للإجهادات والأحمال على التربة.
- تحافظ الأساسات المشتركة على قوة تحمل التربة.
- الأساسات المشتركة قد تكون على شكل مستطيل او شبه منحرف كما في الأشكال التالية.

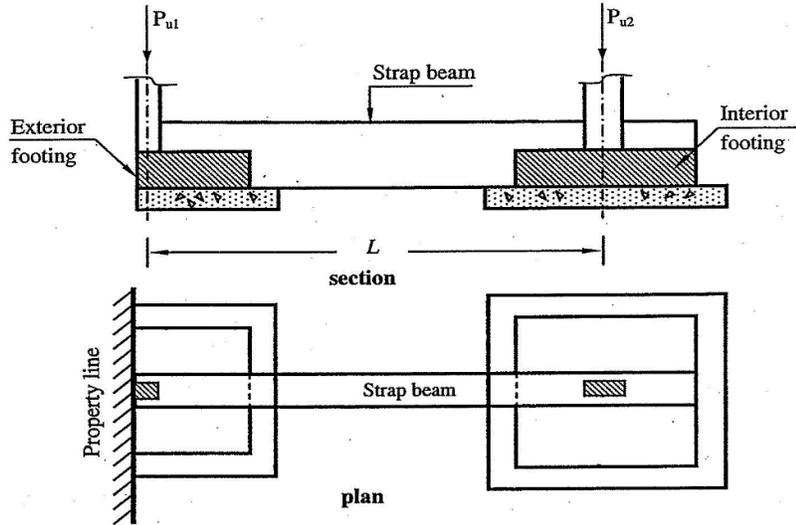


شكل (3-4): أشكال مختلفة لأساس مشترك



شكل (4-4): أشكال مختلفة لأساس مشترك

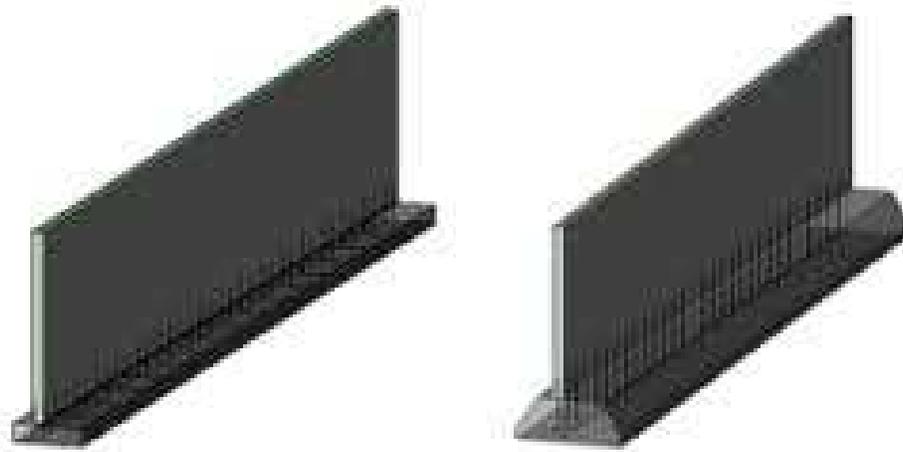
- غالبا ما تستخدم القواعد الكابولية (Cantilever Footings) كبديل عن القواعد المشتركة لربط عمود الجار بأقرب عمود داخلي خاصة عندما تكون المسافة بين الأعمدة متباعدة ، حيث أن الشداد أو الجسر الموجود بين القاعدتين عبارة عن وسيلة لمقاومة العزم الناتج عن اللامركزية لعمود الجار.



شكل (5-4): قاعدة كابولية

3. الأساس المستمر (Continuous Footing).

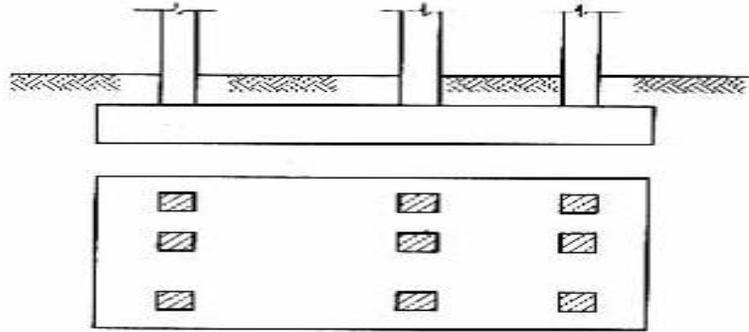
وهي الأساسات التي تحمل جداراً مستمراً، وتدعى أيضاً بالأساسات الشريطية ، وفي بعض الأحيان تعتبر الأساسات المشتركة نوعاً من الأساسات المستمرة كما يبين شكل (6-3) نموذج لأساس مستمر.



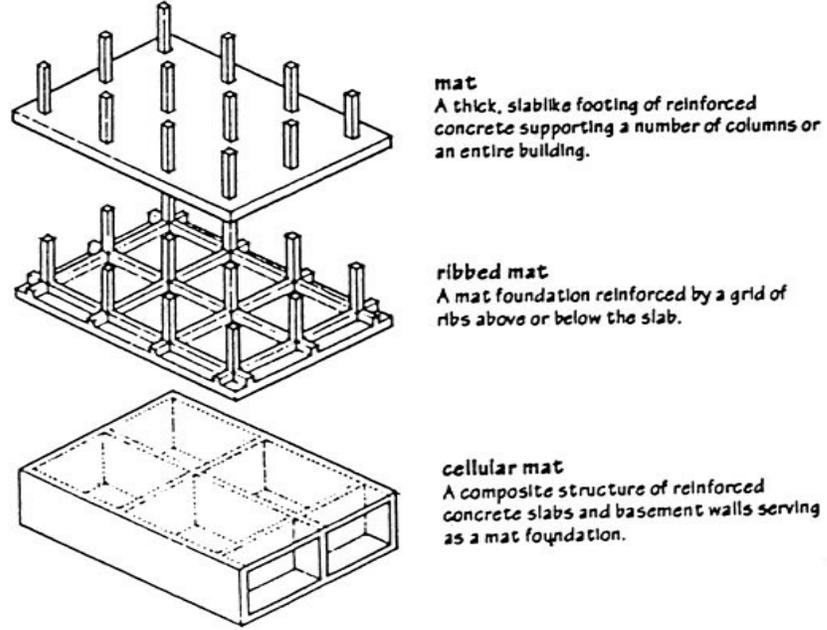
شكل(6-4) : نموذج لأساس مستمر

4. أساس البلاطة أو الحصيرة أو اللبشة (Raft Foundation).

عبارة عن قاعدة مشتركة كبيرة تضم جميع الأعمدة وتصمم بحيث تركز نقطة عمل محصلة جميع الأعمدة على مركز مساحة اللبشة (الفرشة الخرسانية) ونلجأ لاستعمال هذه الفرشات عندما تزيد مجموع مساحات القواعد المنفصلة والمشاركة عن 60% من مساحة المنشأ.
كما تستخدم كأساس للمنشآت ذات البدرومات التي تتواجد اسفل منسوب المياه الجوفية.



شكل (7-4) : Raft Foundation



شكل (4-8) : أشكال مختلفة من أساس الحصيرة

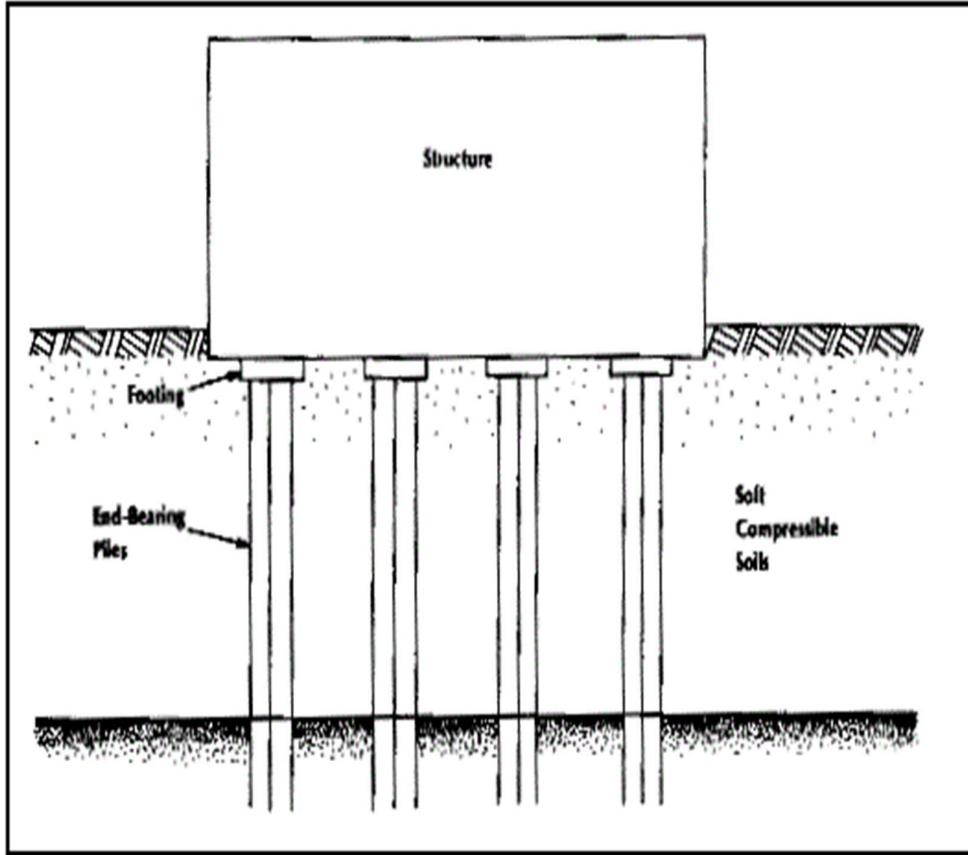
- غالبا ما تكون اللبشة منتظمة السمك (مسطحة) خاصة عندما تكون أحمال الأعمدة خفيفة الى متوسطة وتكون الأعمدة متقاربة وفي صفوف شبه مستقيمة.
- أحيانا يتم زيادة سمك اللبشة أسفل العمود ذات الأحمال الكبيرة لمقاومة الاختراق وعزم الانحناء السالب (لبشة مسطحة مقواة تحت الأعمدة) وفي حالة العزم المرتفع لكبير المسافات بين الأعمدة يتم زيادة السمك على هيئة شرائح ممتدة بين الأعمدة.

أما الأساسات العميقة (Piles - Deep Foundation).

هي عبارة عن أعمدة تقام داخل التربة وتقوم بنقل أحمال الأعمدة إلى الطبقات القوية من التربة البعيدة عن سطح الأرض.

أنواع الخوازيق :

- خوازيق إزاحة (Driven Piles).
- خوازيق تفريغ (Bored Piles).



شكل (9-4) نموذج لأساس وتدّي.

3-4 قدرة تحمل التربة والضغط المسموح به :

1-3-4 التربة (Soil) :

تتكون من طبقات حسب التكوين الجيولوجي لها (تربة ضعيفة - قوية - رملية - طينية).

حيث يمثل الجدول المرفق (1-4) وصف لطبقات التربة وسماكتها أثناء الحفر والمأخوذ من تقرير التربة للموقع.

الجدول (1-4): Detailed description of the type of soil layers encountered during drilling

Borehole Number	Top depth from ground level (m)	Bottom depth from ground level (m)	Thickness (m)	Color	Description
BH1	0.0	2.60	2.60	Brown	Sandy Clay with some Gravel
	2.60	18.30	15.70	Dark Brown	Silt with some Sand
	18.30	20.00	1.70	Very Pale Orange	Medium Hard Rock
BH2	0.0	2.60	2.60	Brown	Sandy Clay with some Gravel
	2.60	18.30	15.70	Dark Brown	Silt with some Sand
	18.30	20.00	1.70	Very Pale Orange	Medium Hard Rock

• الخواص الطبيعية للتربة - Natural Properties of soil :
الوزن النوعي - نسبة الفراغات - درجة التشبع بالمياه - كثافة المواد الصلبة التي تحتويها التربة - التدرج الحبيبي sieve analysis لمكونات التربة المفككة (مثل الرمل) - خواص اللدونة للتربة المتماسكة (تربة طينية وطينية).

• فحص التربة - Soil Investigation :
هي العملية التي يتم فيها استخراج طبقات التربة أو عينات سليمة (كما هي موجودة في الطبيعة) منها لاختبارها بالمعمل وتحديد خواصها الطبيعية والميكانيكية.
ويتم ذلك عن طريق عمل جسات بطريقة ميكانيكية أو يدوية واستخراج عينات من التربة من كل متر طولي بواسطة أجهزة خاصة ويتم تفريغ العينات من هذه الأجهزة وحفظها في أكياس من البلاستيك المحكمة الاغلاق إذا كانت العينات غير سليمة (مختلفة) أو تغليفها بالشمع إذا كانت العينات سليمة للاحتفاظ بنسبة الرطوبة فيها لحين اختبارها في المعمل وإجراء تجارب عليها ومن خلال فحص التربة يمكن التعرف على :

i. منسوب المياه الجوفية - Ground water level : وتؤخذ عينات منها لتحليلها كيميائياً ولتحديد أنواع الأملاح الضارة بالخرسانة مثل الكبريتات التي تعمل على تآكل الأساسات وكلوريد الصوديوم الذي يسبب صدأ الحديد في الخرسانة المسلحة .

ii. تحديد مستوى الأساس - Foundation Level : (بعده عن سطح الأرض) وجهد التأسيس (أقصى إجهاد تتحمله التربة وبعده يحدث الانهيار) وتحديد نوع الأساس المراد استخدامه في المنشأة.

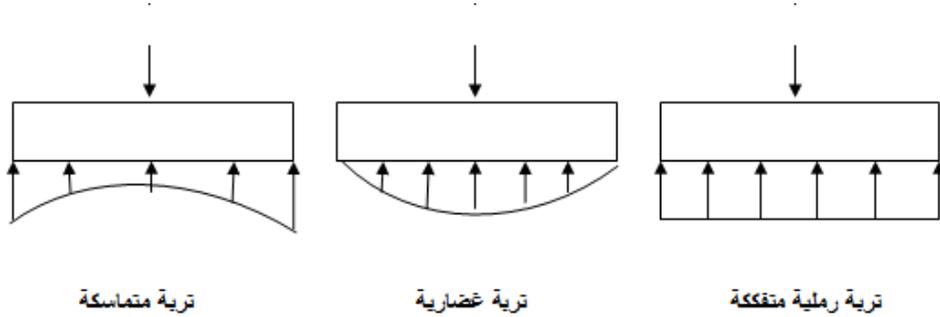
iii. حساب الهبوط المنتظر - Expected Settlement للمنشأ نتيجة تحميله على التربة ويكون هذا الهبوط كبيراً إذا كان التحميل كبير على التربة وقليل إذا كان التحميل قليل على التربة ويجب أن يكون هذا الهبوط أقل من المسموح به في المواصفات حتى لا يحدث تصدعات وشروخ في المبنى.

2-3-4 الإجهاد المسموح به للتربة وتوزيع الأحمال:

من المعروف أن توزيع الأحمال على التربة تحت الأساسات الصلبة والمرنة لا يكون خطياً، بل يخضع الى علاقات وصيغ رياضية معقدة ، علاوة على ذلك فإن هذه المسألة ليست محددة. إلا أنه يتم اللجوء الى طرق تقريبية بسيطة، التي تسهل الامر من خلال اعتبار أن توزيع الأحمال ذي شكل خطي ويمثل الجدول (2-4) قدرة تحمل التربة (قيمة الاجهاد المسموح به) للأساس المنفصل والمشارك واختلافها مع عمق التأسيس كما يبين الشكل (4-10) شكل توزيع الأحمال على التربة .

The following table calculates shows the :جدول (2-4): safe bearing capacity values of the foundation at different levels

Borehole Number	Top depth from ground level	Allowable Bearing Capacity kg/cm ²	
		Isolated footing	Strip footing
BH1	0.0	1.38	1.03
	2.60 to 18.30	2.11	1.6
	18.30 To End of Borehole (EOB)	4.20	3.50
BH2	0.0	1.38	1.03
	2.60 to 18.30	2.11	1.6
	18.30 To End of Borehole (EOB)	4.20	3.50



الشكل (10-4) : شكل توزيع الأحمال على التربة .

4-4 اختيار نوع الأساس :

تتمثل الاجراءات الواجب اتباعها قبل اختيار نوع الأساسات التي ستقام عليها المنشأة في جمع المعلومات عن تربة التأسيس وموقع المنشأة وطبيعة الأحمال التي ستعرض لها الأساسات اضافة الى الجدوى الاقتصادية عن أسعار المواد الاولية وتكاليف الانشاء وغيرها .

إلا أن دراسة موقع المنشأة وتربة التأسيس، تعتبر من أهم هذه المعلومات لكونها على صلة مباشرة بعملية التصميم لذلك يتوجب علينا قبل تحديد نوع الأساسات القيام بزيارة ميدانية الى الموقع ، بغية معاينة الموقع والتأكد من وجود أو عدم وجود منشآت مجاورة وبالتالي تكوين تصور أولي عن كيفية تنفيذ أعمال الحفر والصب اضافة الى وضع اقتراحات مبدئية عن طريق تدعيم الحفريات لمنعها من الانهيار.

أما من حيث تحديد طبيعة التربة وخصائصها المختلفة فإن ذلك يجري بواسطة آبار اختبارية تحفر في الموقع، أو بواسطة دق الأوتاد حيث يتم ذلك عن طريق آلات (ماكينات) ضخمة تسمى الحفارة لمعرفة عمق الصخر اذا وجد أو اذا كانت توجد مياه جوفية (ان وجدت) ... للحصول على نتائج اختبار فحص التربة وخصائصها وتصنيف نوع التربة.

ومن أهم المعلومات التي يحتاجها المصمم عن تربة التأسيس :

- 1- قدرة التحمل العظمى للتربة "Q_{ult}" والتحمل المسموح به "Q_{all}".
- 2- ارتفاع منسوب المياه الجوفية (Water Table) إن وجدت .
- 3- الهبوط المسموح به للتربة .
- 4- عمق التأسيس المقترح .
- 5- الخصائص الاخرى للتربة كالاحتكاك والتماسك وغيرها.

ان هذه المعلومات اضافة الى طبيعة المنشأة وقيم الأحمال المطبقة وشكل توزيعها على الأساسات ، يلعب الدور الرئيسي في اختيار نوع الاساس .

الفصل الخامس

5

Structural Analysis & Design

- 5-1 Introduction.
- 5-2 Design method and requirements.
- 5-3 Factored Loads.
- 5-4 Determination of Slab Thickness.
- 5-5 Loads Calculations.
- 5-6 Design the Raft Foundation.
- 5-7 Design the Pile Foundation.

5-1 Introduction:

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

The project consists of several structural elements but in this project we will design the Raft Foundation) Determine the thickness of Raft and reinforced it) by using ACI Code and software design – **Safe v. 12.0** and determine the consolidation settlement of raft foundation.

5-2 Design method and requirements:

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI Code (318 - 08).

Strength design method:

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.

This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.

The strength design method is expressed by the following,

Strength Provided \geq Strength Required To Carry Factored Loads

5-3 Factored Loads:

The factored loads for members in our project are determined by:

$$W_u = 1.2 DL + 1.6 LL \quad \text{ACI Code 318-08 (9.2.1).}$$

NOTE:

$$f'_c = 30 \text{ Mpa.}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

Will be used in the design and calculations.

5-4 Determination of Slab Thickness:

5-4-1 Determination of Slab Thickness for One Way Rib Slab.

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.

According to ACI Table 9.5(a), the minimum thickness of Non-prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

Table (5-1): Minimum thickness of Non-prestressed beams or one way slabs unless deflections

TABLE 9.5(a) — MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, h			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections			
Solid one-way slabs	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For lightweight concrete having equilibrium density, w_c , in the range of 1440 to 1840 kg/m³, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.0003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

Thicknesses of one way rib slabs are tabulated in the following table:

Table (5-2): Thicknesses of one way rib slabs

Floor Name	Thickness of One Way Rib Slab (cm)	
	Part 1	Part 2
Basement Floor	$\frac{L}{24} = \frac{11}{18.5} = 60 \text{ cm}$	$\frac{L}{24} = \frac{12}{21} = 60 \text{ cm}$
Ground Floor – 5 th Floor	$\frac{L}{24} = \frac{8.3}{18.5} = 45 \text{ cm}$	$\frac{L}{24} = \frac{10.5}{16} = 66 \text{ cm}$
6 th – 15 th Floor	$\frac{L}{18.5} = \frac{8.3}{18.5} = 45 \text{ cm}$	

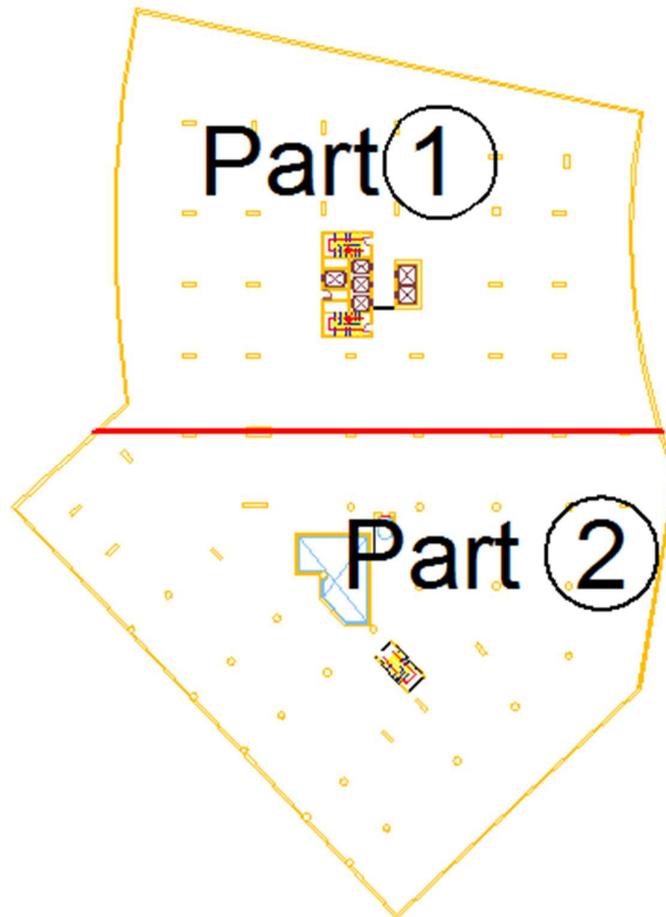


Figure (5-1): Parts of structure

5-5 Loads Calculations:

5-5-1 Calculation of Dead Loads:

For the one-way ribbed slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

1. Dead Loads for Part 1 of structure as shown in figure (5-1).

Table (5-3): Dead Loads calculations of Part 1 of structure.

No.	Dead Load from:	$\delta \times \gamma \times b$	KN/m/Rib
1	Tiles	$0.03 \times 23 \times 0.72 =$	0.497
2	Mortar	$0.03 \times 22 \times 0.72 =$	0.475
3	Coarse sand	$0.07 \times 17 \times 0.72 =$	0.857
4	Topping	$0.08 \times 25 \times 0.12 =$	1.44
5	RC Rib	$0.37 \times 25 \times 0.12 =$	1.11
6	Block-Ytong	$0.37 \times 5 \times 0.60 =$	1.11
7	Interior partitions	$2.3 \times 0.72 =$	1.66
$\Sigma =$			7.15 KN/m

2. Dead Loads for Part 2 of structure as shown in figure (5-1).

Table (5-4): Dead Loads calculations of Part 2 of structure.

No.	Dead Load from:	$\delta \times \gamma \times b$	KN/m/Rib
1	Tiles	$0.03 \times 23 \times 0.72 =$	0.497
2	Mortar	$0.03 \times 22 \times 0.72 =$	0.475
3	Coarse sand	$0.07 \times 17 \times 0.72 =$	0.857
4	Topping	$0.08 \times 25 \times 0.12 =$	1.44
5	RC Rib	$0.58 \times 25 \times 0.12 =$	1.74
6	Block-Ytong	$0.58 \times 5 \times 0.60 =$	1.74
7	Interior partitions	$2.3 \times 0.72 =$	1.66
$\Sigma =$			8.41 KN/m

3. Dead Loads for Basement of structure.

Table (5-5): Dead Loads calculations of Basement of structure.

No.	Dead Load from:	$\delta \times \gamma \times b =$	KN/m/Rib
1	Tiles	$0.03 \times 23 \times 0.72 =$	0.497
2	Mortar	$0.03 \times 22 \times 0.72 =$	0.475
3	Coarse sand	$0.07 \times 17 \times 0.72 =$	0.857
4	Topping	$0.08 \times 25 \times 0.12 =$	1.44
5	RC Rib	$0.52 \times 25 \times 0.12 =$	1.56
6	Block-Ytong	$0.52 \times 5 \times 0.60 =$	1.56
7	Interior partitions	$2.3 \times 0.72 =$	1.66
$\Sigma =$			8.05 KN/m

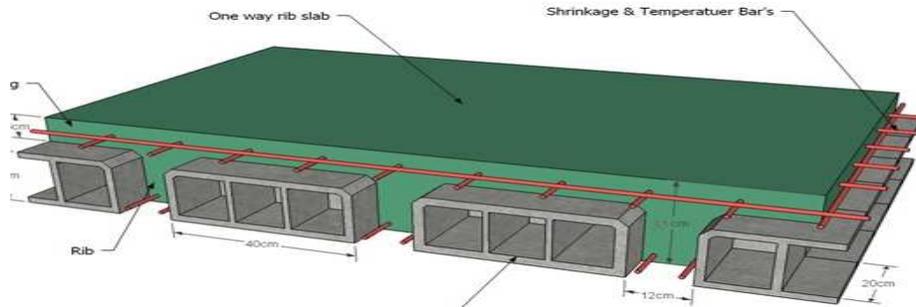


Figure (5-2): One Way Rib

5-5-2 Calculation of Live Loads:

From Jordanian live loads table, live load for Multipurpose Buildings is

$$5 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rightarrow \text{Live Load/Rib} = \text{LL/Rib} = 5 \times 0.72 = 3.6 \text{ KN/m/rib}$$

1. $W_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 1.2 \times 7.15 + 1.6 \times 3.6 = 14.34 \text{ KN/m/Rib.}$
2. $W_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 1.2 \times 8.41 + 1.6 \times 3.6 = 15.852 \text{ KN/m/Rib.}$
3. $W_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 1.2 \times 8.05 + 1.6 \times 3.6 = 15.42 \text{ KN/m/Rib.}$

Then the factored loads must multiply by **1.15** (Corrected Loads) to take in account the weights of columns and other extra loads.

1. $W_u = 1.15 \times 14.34 = 16.5 \text{ KN/m/Rib}$
2. $W_u = 1.15 \times 15.852 = 18.23 \text{ KN/m/Rib}$
3. $W_u = 1.15 \times 15.42 = 17.73 \text{ KN/m/Rib}$

5-5-3 Calculation of Loads on Columns and walls:

The Loads calculations on each column and wall in this project have been determined as follow:

1. Calculate the area above each column and wall (Basement Wall & Shear Wall) by Area Method (The area between the half-spans of columns and walls) as shown in the figure (5-3).

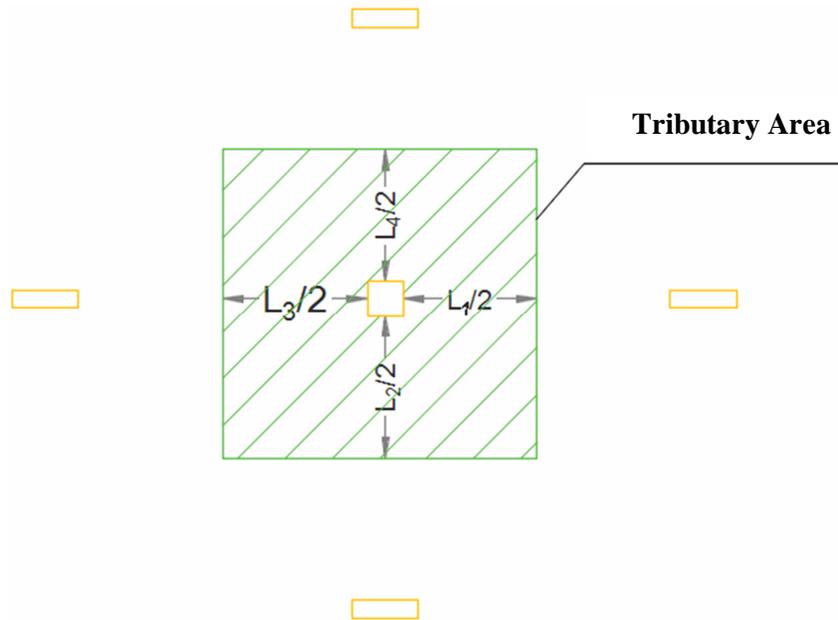


Figure (5-3): Area Method

The shown figures below show how the distribution of areas in the basement floor for part 1 & part 2 of the structure.

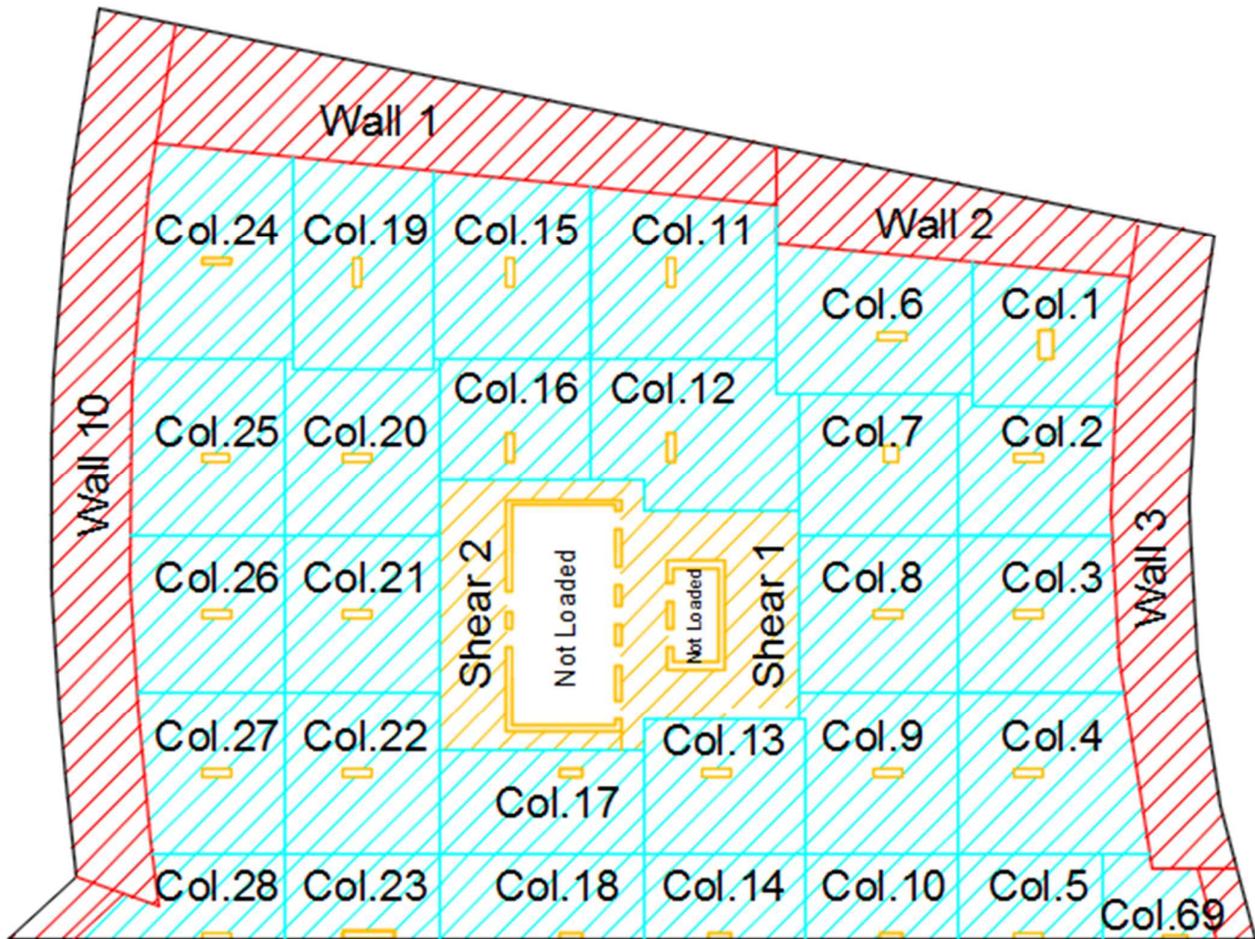


Figure (5-4): Distribution areas in the basement floor for part 1.

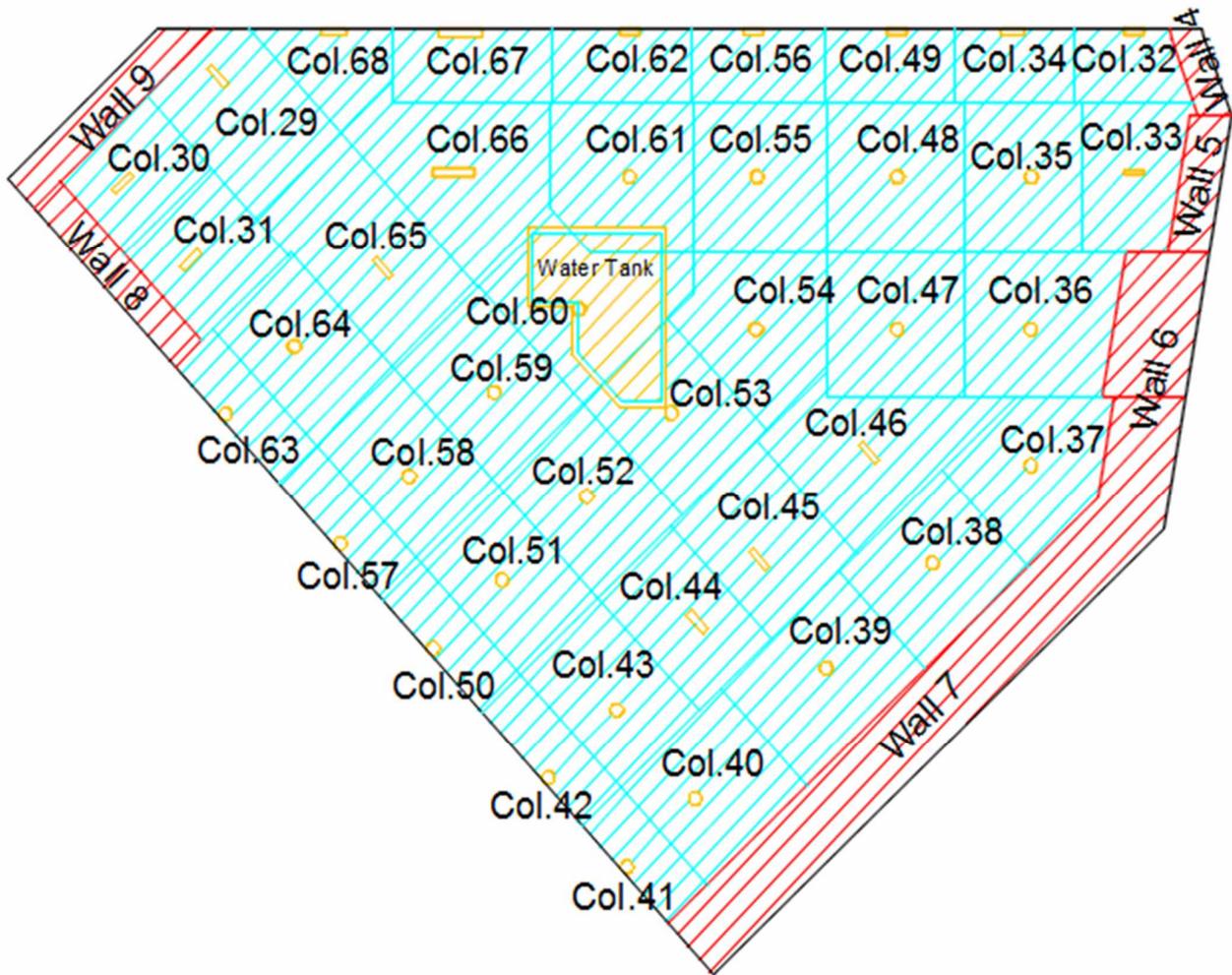


Figure (5-5): Distribution areas in the basement floor for part 2.

2. After the area above each column and wall (Basement Wall & Shear Wall) calculated for the different floors, then the loads on each column and wall determined as the following tables.

Table (5-6): Loads on columns for part 1 of structure in KN.m.

#Col	Area/Col (m ²)	Wu (kN/m)	Load/Floor (kN.m)	No. of Floors	Total Load/Col (kN.m)
1	16.6	16.5	273.9	13	3560.7
2	27	16.5	445.5	13	5791.5
3	36.49	16.5	602.085	13	7827.105
4	36.32	16.5	599.28	13	7790.64
5	19.36	16.5	319.44	13	4152.72
6	33.66	16.5	555.39	16	8886.24
7	73.23	16.5	1208.295	16	19332.72
8	68.1	16.5	1123.65	16	17978.4
9	67.64	16.5	1116.06	16	17856.96
10	35.2	16.5	580.8	16	9292.8
11	23.1	16.5	381.15	16	6098.4
12	67.89	16.5	1120.185	16	17922.96
13	58.45	16.5	964.425	16	15430.8
14	36.52	16.5	602.58	16	9641.28
15	42.93	16.5	708.345	16	11333.52
16	45.68	16.5	753.72	16	12059.52
17	47.52	16.5	784.08	16	12545.28
18	39.38	16.5	649.77	16	10396.32
19	42.85	16.5	707.025	16	11312.4
20	65.6	16.5	1082.4	16	17356.53
21	64.78	16.5	1068.87	16	17140.05
22	77.62	16.5	1280.73	16	20529.81
23	42.65	16.5	703.725	16	11259.6
24	24.38	16.5	402.27	16	6436.32
25	39.56	16.5	652.74	16	10457.44
26	34.03	16.5	561.495	16	9147.92
27	34.65	16.5	571.725	16	9166.7
28	18.26	16.5	301.29	16	4820.64

Table (5-7): Loads on columns for **Basement Floor – part 1** of structure in KN.m.

#Col	Area/Col (m ²)	Wu (kN/m)	Load/Floor(kN.m)	No. of Floors	Total Load/Col (kN.m)
1	55.8	17.73	989.334	3	2968.002
2	54.43	17.73	965.0439	3	2895.1317
3	67.32	17.73	1193.5836	3	3580.7508
4	77.32	17.73	1370.8836	3	4112.6508
5	33.12	17.73	587.2176	3	1761.6528
6	74.82	17.73	1326.5586	3	3979.6758
7	61.21	17.73	1085.2533	3	3255.7599
8	67.84	17.73	1202.8032	3	3608.4096
9	66.73	17.73	1183.1229	3	3549.3687
10	35.2	17.73	624.096	3	1872.288
11	82	17.73	1453.86	3	4361.58
12	79	17.73	1400.67	3	4202.01
13	58.45	17.73	1036.3185	3	3108.9555
14	36.52	17.73	647.4996	3	1942.4988
15	76.32	17.73	1353.1536	3	4059.4608
16	49.6	17.73	879.408	3	2638.224
17	57.67	17.73	1022.4891	3	3067.4673
18	47	17.73	833.31	3	2499.93
19	79.17	17.73	1403.6841	3	4211.0523
20	69	17.73	1223.37	3	3670.11
21	65.36	17.73	1158.8328	3	3476.4984
22	66.55	17.73	1179.9315	3	3539.7945
23	35.1	17.73	622.323	3	1866.969
24	84.41	17.73	1496.5893	3	4489.7679
25	73	17.73	1294.29	3	3882.87
26	65	17.73	1152.45	3	3457.35
27	61.1	17.73	1083.303	3	3249.909
28	36.13	17.73	640.5849	3	1921.7547

Table (5-8): Loads on columns for part 2 of structure KN.m.

#Col	Area/Col (m ²)	Wu (kN/m)	Load/Floor(kN.m)	No. of Floors	Total Load/Col kN.m)
32	32	18.23	583.36	6	3500.16
33	26	18.23	473.98	6	2843.88
34	47.3	18.23	862.279	6	5173.674
35	46	18.23	838.58	6	5031.48
36	36.5	18.23	665.395	6	3992.37
37	38.3	18.23	698.209	6	4189.254
38	76	18.23	1385.48	6	8312.88
39	37	18.23	674.51	6	4047.06
40	18.5	18.23	337.255	6	2023.53
41	37	18.23	674.51	6	4047.06
42	58	18.23	1057.34	6	6344.04
43	56	18.23	1020.88	6	6125.28
44	36.3	18.23	661.749	6	3970.494
45	74	18.23	1349.02	6	8094.12
46	70	18.23	1276.1	6	7656.6
47	70.6	18.23	1287.038	6	7722.228
48	38.5	18.23	701.855	6	4211.13
49	35	18.23	638.05	6	3828.3
50	39.7	18.23	723.731	6	4342.386
51	61.3	18.23	1117.499	6	6704.994
52	65.2	18.23	1188.596	6	7131.576
53	47.8	18.23	871.394	6	5228.364
54	76.3	18.23	1390.949	6	8345.694
55	73.3	18.23	1336.259	6	8017.554
56	36	18.23	656.28	6	3937.68
57	40	18.23	729.2	6	4375.2
58	61.4	18.23	1119.322	6	6715.932
59	65.1	18.23	1186.773	6	7120.638
60	73.7	18.23	1343.551	6	8061.306
61	76.4	18.23	1392.772	6	8356.632
62	37.7	18.23	687.271	6	4123.626
63	18.63	18.23	339.6249	6	2037.7494
64	37	18.23	674.51	6	4047.06
65	39.13	18.23	713.3399	6	4280.0394
66	66.22	18.23	1207.1906	6	7243.1436
67	32.1	18.23	585.183	6	3511.098

Table (5-9): Loads on columns for **Basement Floor – part 2** of structure KN.m.

#Col	Area/Col (m ²)	Wu (kN/m)	Load/Floor(kN.m)	No. of Floors	Total Load/Col (kN.m)
29	70.4	17.73	1248.192	3	3744.576
30	42.6	17.73	755.298	3	2265.894
31	51.65	17.73	915.7545	3	2747.2635
32	28.3	17.73	501.759	3	1505.277
33	54.32	17.73	963.0936	3	2889.2808
34	32.5	17.73	576.225	3	1728.675
35	64.03	17.73	1135.2519	3	3405.7557
36	79.31	17.73	1406.1663	3	4218.4989
37	65.36	17.73	1158.8328	3	3476.4984
38	67.7	17.73	1200.321	3	3600.963
39	78.4	17.73	1390.032	3	4170.096
40	66.1	17.73	1171.953	3	3515.859
41	25.8	17.73	457.434	3	1372.302
42	30.2	17.73	535.446	3	1606.338
43	60.1	17.73	1065.573	3	3196.719
44	55.85	17.73	990.2205	3	2970.6615
45	66.5	17.73	1179.045	3	3537.135
46	80	17.73	1418.4	3	4255.2
47	72.34	17.73	1282.5882	3	3847.7646
48	75.1	17.73	1331.523	3	3994.569
49	34.42	17.73	610.2666	3	1830.7998
50	30	17.73	531.9	3	1595.7
51	59.72	17.73	1058.8356	3	3176.5068
52	64.4	17.73	1141.812	3	3425.436
53	65.2	17.73	1155.996	3	3467.988
54	72	17.73	1276.56	3	3829.68
55	73.3	17.73	1299.609	3	3898.827
56	36	17.73	638.28	3	1914.84
57	31.24	17.73	553.8852	3	1661.6556
58	62.2	17.73	1102.806	3	3308.418
59	66.6	17.73	1180.818	3	3542.454
60	76.73	17.73	1360.4229	3	4081.2687
61	34	17.73	602.82	3	1808.46
62	26.1	17.73	462.753	3	1388.259
63	31.1	17.73	551.403	3	1654.209
64	62	17.73	1099.26	3	3297.78

65	88.3	17.73	1565.559	3	4696.677
66	91.5	17.73	1622.295	3	4866.885
67	42.54	17.73	754.2342	3	2262.7026
68	31.83	17.73	564.3459	3	1693.037
69	21.63	17.73	383.5	3	1150.5

And the following table shows the total loads in columns in KN

Table (5-10): The total loads in columns in KN.

#Col	Load of Part 1 (KN.m)	Load of Part 2 (KN.m)	Sum of Loads (KN.m)	Total Load /Rib(0.72) (KN)
1	3560.7	2968.002	6528.702	9067.641667
2	5791.5	2895.1317	8686.6317	12064.76625
3	7827.105	3580.7508	11407.8558	15844.24417
4	7790.64	4112.6508	11903.2908	16532.34833
5	4152.72	1761.6528	5914.3728	8214.406667
6	8886.24	3979.6758	12865.9158	17869.3275
7	19332.72	3255.7599	22588.4799	31372.88875
8	17978.4	3608.4096	21586.8096	29981.68
9	17856.96	3549.3687	21406.3287	29731.01208
10	9292.8	1872.288	11165.088	15507.06667
11	6098.4	4361.58	10459.98	14527.75
12	17922.96	4202.01	22124.97	30729.125
13	15430.8	3108.9555	18539.7555	25749.66042
14	9641.28	1942.4988	11583.7788	16088.58167
15	11333.52	4059.4608	15392.9808	21379.14
16	12059.52	2638.224	14697.744	20413.53333
17	12545.28	3067.4673	15612.7473	21684.37125
18	10396.32	2499.93	12896.25	17911.45833
19	11312.4	4211.0523	15523.4523	21560.35042
20	17356.53	3670.11	21026.64	29203.66667
21	17140.05	3476.4984	20616.5484	28634.095
22	20529.81	3539.7945	24069.6045	33430.00625
23	11259.6	1866.969	13126.569	18231.34583
24	6436.32	4489.7679	10926.0879	15175.12208
25	10457.44	3882.87	14340.31	19917.09722
26	9147.92	3457.35	12605.27	17507.31944
27	9166.7	3249.909	12416.609	17245.29028

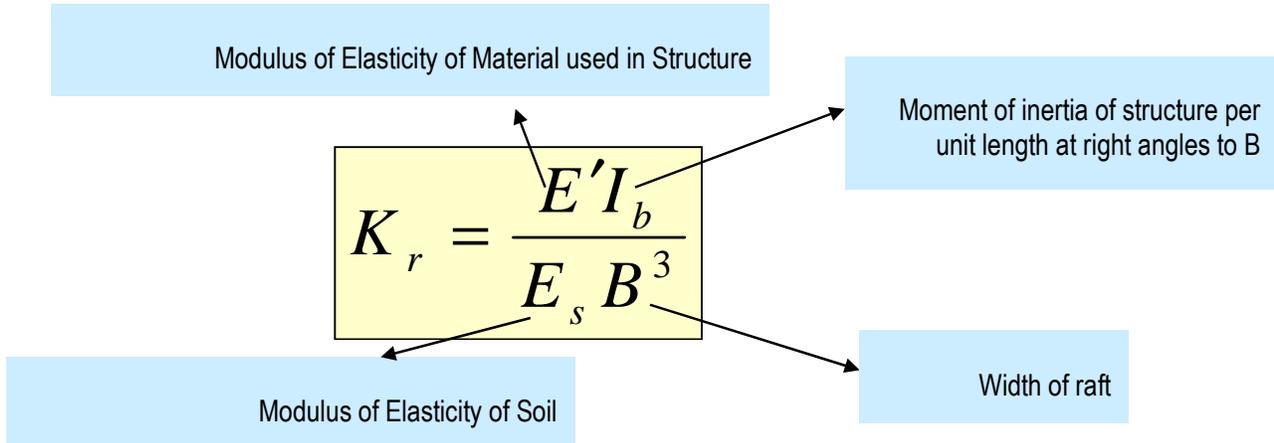
28	4820.64	1921.7547	6742.3947	9364.437083
29	0	3744.576	3744.576	5200.8
30	0	2265.894	2265.894	3147.075
31	0	2747.2635	2747.2635	3815.64375
32	3500.16	1505.277	5005.437	6951.995833
33	2843.88	2889.2808	5733.1608	7962.723333
34	5173.674	1728.675	6902.349	9586.595833
35	5031.48	3405.7557	8437.2357	11718.38292
36	3992.37	4218.4989	8210.8689	11403.98458
37	4189.254	3476.4984	7665.7524	10646.87833
38	8312.88	3600.963	11913.843	16547.00417
39	4047.06	4170.096	8217.156	11412.71667
40	2023.53	3515.859	5539.389	7693.595833
41	4047.06	1372.302	5419.362	7526.891667
42	6344.04	1606.338	7950.378	11042.19167
43	6125.28	3196.719	9321.999	12947.22083
44	3970.494	2970.6615	6941.1555	9640.49375
45	8094.12	3537.135	11631.255	16154.52083
46	7656.6	4255.2	11911.8	16544.16667
47	7722.228	3847.7646	11569.9926	16069.43417
48	4211.13	3994.569	8205.699	11396.80417
49	3828.3	1830.7998	5659.0998	7859.860833
50	4342.386	1595.7	5938.086	8247.341667
51	6704.994	3176.5068	9881.5008	13724.30667
52	7131.576	3425.436	10557.012	14662.51667
53	5228.364	3467.988	8696.352	12078.26667
54	8345.694	3829.68	12175.374	16910.24167
55	8017.554	3898.827	11916.381	16550.52917
56	3937.68	1914.84	5852.52	8128.5
57	4375.2	1661.6556	6036.8556	8384.521667
58	6715.932	3308.418	10024.35	13922.70833
59	7120.638	3542.454	10663.092	14809.85
60	8061.306	4081.2687	12142.5747	16864.68708
61	8356.632	1808.46	10165.092	14118.18333
62	4123.626	1388.259	5511.885	7655.395833
63	2037.7494	1654.209	3691.9584	5127.72
64	4047.06	3297.78	7344.84	10201.16667
65	4280.0394	4696.677	8976.7164	12467.66167
66	7243.1436	4866.885	12110.0286	16819.48417

67	3511.098	2262.7026	5773.8006	8019.1675
68	0	1693.0377	1693.0377	2351.44125
69	0	1150.5	1150.5	1597.916667

5-6 Design the Raft Foundation:

5-6-1 Determine the Rigidity of the Raft Foundation:

The rigidity of the raft foundation (K_r) determined by the following equation:



If $K_r > 0.5$, then mat can be treated as rigid i.e. $(\delta_d / \delta) = 0$

If $K_r = 0.5$, then $(\delta_d / \delta) \approx 0.1$

If $K_r = 0$, then $(\delta_d / \delta) \approx 0.35$ (square mats) and $(\delta_d / \delta) \approx 0.5$ (long mats)

The rigidity of the two rafts foundation in this project calculated as the following:

A. Rigidity of Raft Foundation 1:

The moment of inertia of raft foundation 1 calculated as follow:

1. Convert the shape of raft foundation 1 to simplified shape to determine the moment of inertia for the simplified shape as shown in the figure (5-4).

Moment of Inertia I

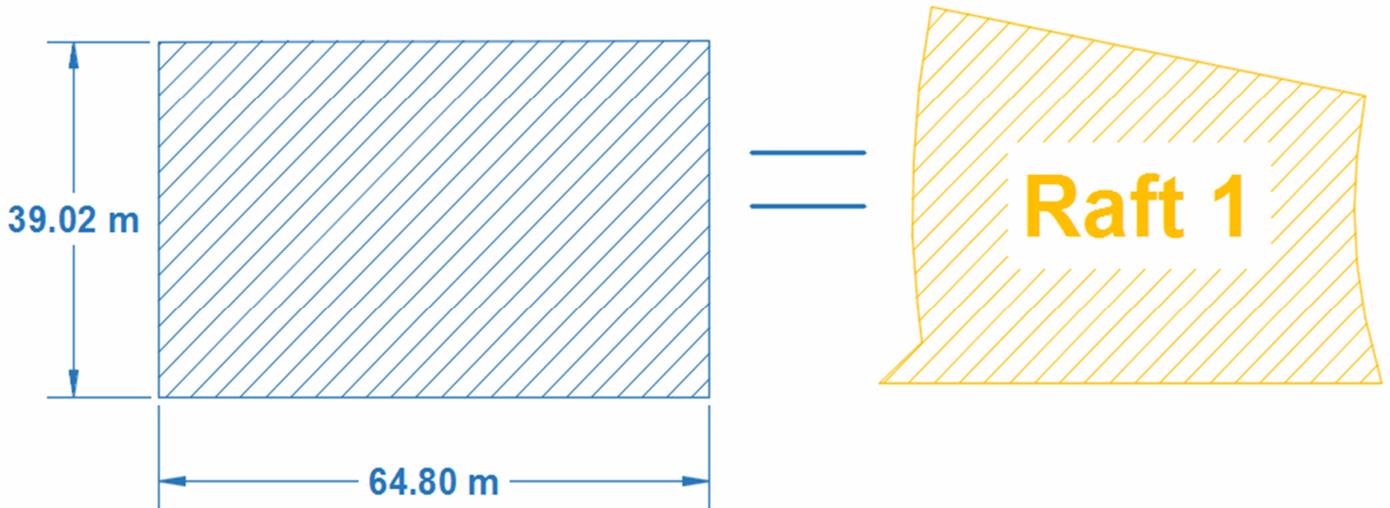


Figure (5-6): Moment of inertia for part 1 of raft foundation.

$$I_x = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_x = \frac{64.8 \times 39^3}{12} = 320323 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{39 \times 64.8^3}{12} = 884318 \text{ m}^4 - \text{Control}$$

2. Calculated the rigidity of raft foundation by the rigidity equation.

$$K = \frac{I \times E_c}{E_s \times B^3}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'}$$

$$E_c = 4700\sqrt{30}$$

$$\gg E_c = 25743 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

Esoil(Silty sand) = 17250KN/m² Form the following table (5-11).

Table (5-11): Modulus of elasticity for different soils.

Type of soil	Modulus of elasticity, E_s		Poisson's ratio, μ_s
	lb/in ²	MN/m ²	
Loose sand	1,500–3,500	10.35–24.15	0.20–0.40
Medium dense sand	2,500–4,000	17.25–27.60	0.25–0.40
Dense sand	5,000–8,000	34.50–55.20	0.30–0.45
Silty sand	1,500–2,500	10.35–17.25	0.20–0.40
Sand and gravel	10,000–25,000	69.00–172.50	0.15–0.35
Soft clay	600–3,000	4.1–20.7	
Medium clay	3,000–6,000	20.7–41.4	0.20–0.50
Stiff clay	6,000–14,000	41.4–96.6	

$$K = \frac{884318 \times 25743 \times 10^3}{17250 \times 39^3} = 22.25 \times 10^3 > 0.5 \gg \gg \text{Rigid}$$

B. Rigidity of Raft Foundation 2:

The rigidity of the raft foundation 2 calculated same previous steps.

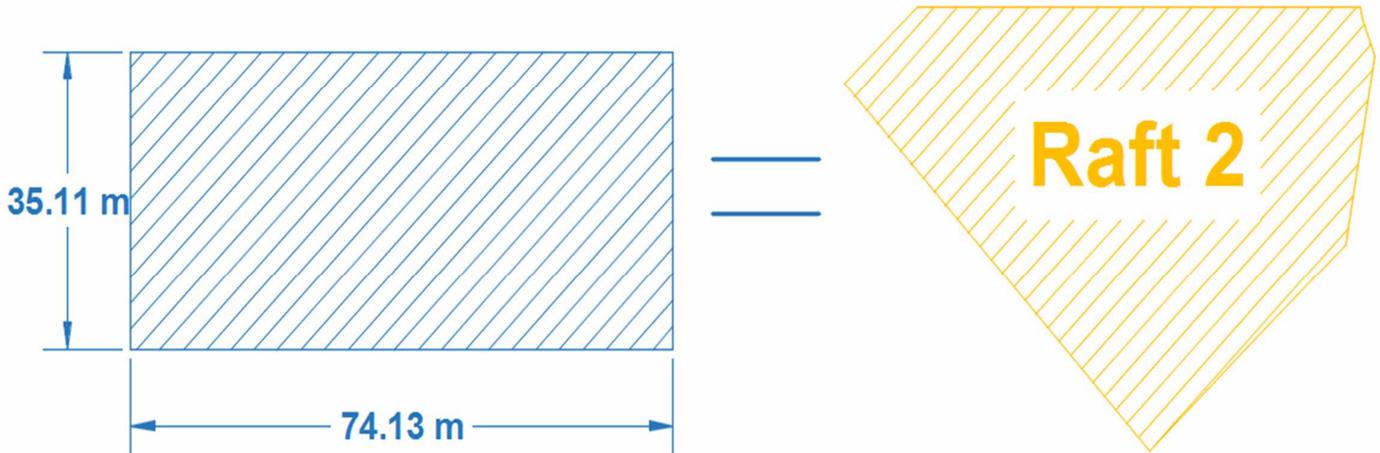
Moment of Inertia I

Figure (5-7): Moment of inertia for part 2 of raft foundation.

$$I_x = \frac{74.13 \times 35.11^3}{12} = 267365.4 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{35.11 \times 74.13^3}{12} = 1191877.4 \text{ m}^4 - \text{Control}$$

$$K = \frac{I \times E_c}{E_s \times B^3}$$

$$K = \frac{1191877.4 \times 25743 \times 10^3}{17250 \times 35.11^3} = 41.1 \times 10^3 > 0.5 \gg \gg \text{Rigid}$$

5-6-2 Design the Raft Foundation by using Programs:

The program that was used to design the Raft Foundation is *CSI SAFE V.12.0*.

CSI SAFE program used **finite element method** to design the Raft Foundations, and from program the thickness and reinforcement of rafts are determined as the following:

Thicknesses:

Thickness of Raft Foundation 1 = **1.80 m**

Thickness of Raft Foundation 2 = **1.80 m**

Thickness of Drop Raft Foundation = **2.30 m**, as shown in the figure (5-8).

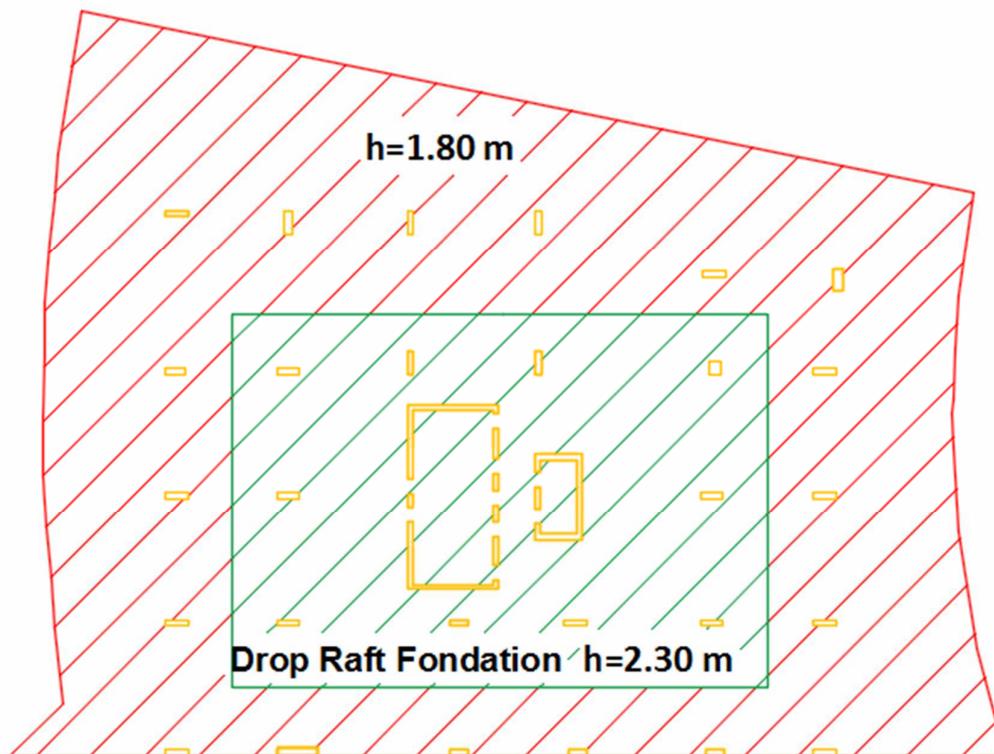


Figure (5-8): Thicknesses of raft foundation – part 1.

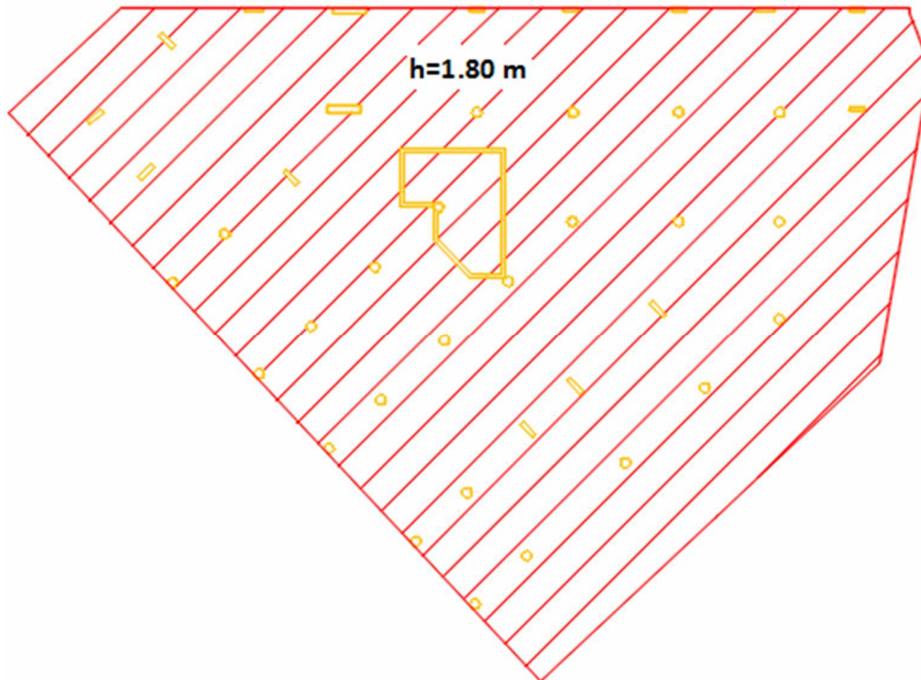


Figure (5-9): Thicknesses of raft foundation – part 2.

Reinforcement:

For Raft Foundation 1: Basic Mesh Reinforcement $\text{Ø}25@13$ cm for top and bottom bars in x & y directions.

For Raft Foundation 2: Basic Mesh Reinforcement $\text{Ø}25@13$ cm for top and bottom bars in x & y directions.

For Drop Raft Foundation: Basic Mesh Reinforcement $\text{Ø}25@10$ cm for top and bottom bars in x & y directions.

5-6-3 Check for One Way Shear:

The Critical section for checking one way shear strength is shown in the figure (5-10).

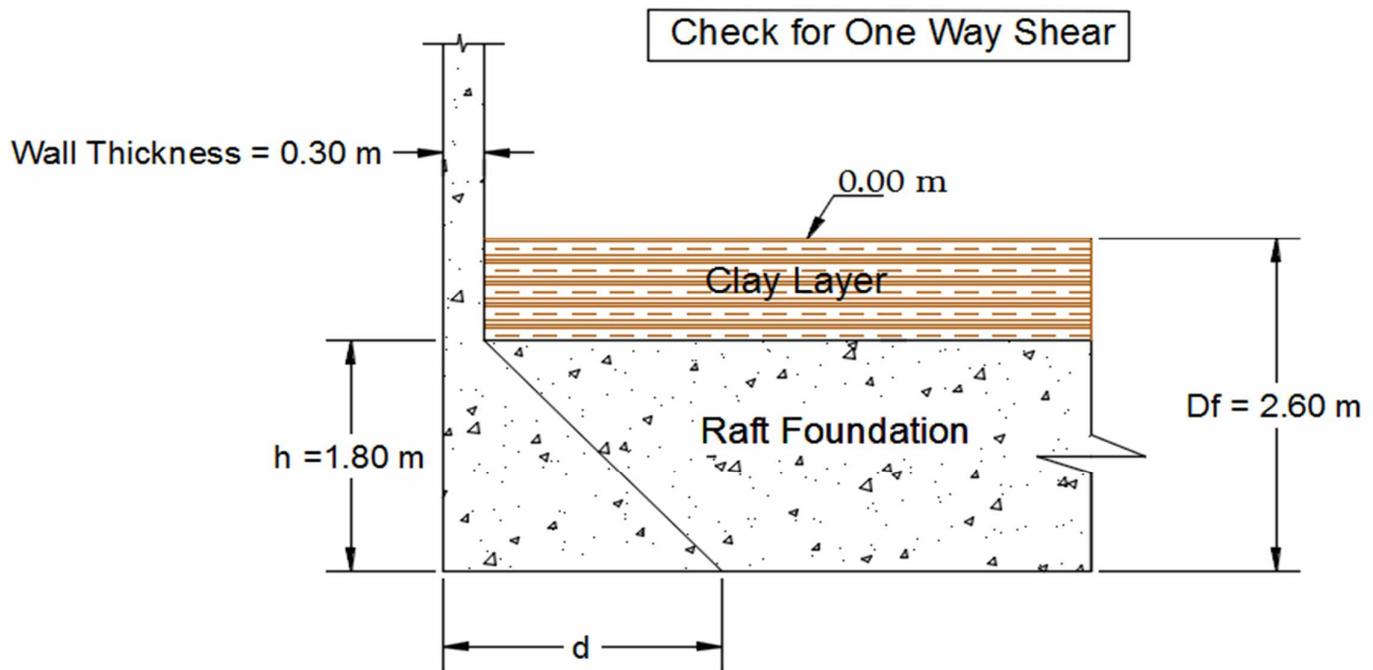


Figure (5-10): Check for one way shear.

The Maximum load on the wall is 283.3 KN/m – Wall 10

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \text{ ---- ACI 318 - 08 (11.2.1)}$$

$$d = h - \text{cover} - \phi \text{bar}$$

$$d = 1.80 - 0.075 - 0.025 = 1.70 \text{ m}$$

From table (2-4). The safe bearing capacity value (Allowable Bearing Capacity, q_{all}) is **2.11 kg/cm²** (Choose here isolated footing).

$$q_{a,net} = q_{all} - (\gamma_{con} \times t) - (\gamma_{soil} \times H)$$

$$q_{a,net} = 211 - (25 \times 1.8) - (18.5 \times 2.6) = 117.9 \text{ KN/m}^2$$

$$Area = A = \frac{P_n}{q_{a,net}} = \frac{(1497.3 + 669.6)}{117.9}$$

$$b \times 1 = \frac{2166.9}{117.9}$$

$$\gg b = 18.38 \text{ m}$$

Take $b = 18.50 \text{ m}$

$$DL = 8.05 \text{ KN/m}$$

$$LL = 3.6 \text{ KN/m}$$

$$W_u = 1.2 \times 8.05 + 1.6 \times 3.6 = 15.42 \text{ KN/m}$$

$$\text{Corrected Load} = 1.15 \times 15.42 = 17.733 \text{ KN/m}$$

$$P_u = \frac{\{186 \times 17.733 \times 3\}}{\{0.72 \times 46\}} = 298.76 \text{ KN/m}$$

$$q_u = \frac{P_u}{Area} = \frac{298.76}{18.50 \times 1} = 16.15 \text{ KN/m}^2$$

$$V_u = q_u \times 1 \times \{b - a - d\}$$

$$V_u = 16.15 \times 1 \times \{18.50 - 0.3 - d\}$$

$$V_u = 293.93 - 16.15d$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times d$$

$$\phi V_c = 684.65d$$

$$\phi V_c = V_u$$

$$684.65d = 293.93 - 16.15d$$

$$700.8d = 293.93$$

$$\gg d = 0.42 \text{ m}$$

d = 1.70 (Calculated By Two Way Shear) > d = 0.42 (Calculated By One Way Shear)

OK ✓

5-7 Design the Pile Foundation

5-7-1 Equations for Estimating Pile Capacity

The ultimate load-carrying capacity Q_u of a pile is given by the equation

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Where:

Q_p = load-carrying capacity of the pile point.

Q_s = frictional resistance (skin friction) derived from the soil-pile interface as shown in the figure below.

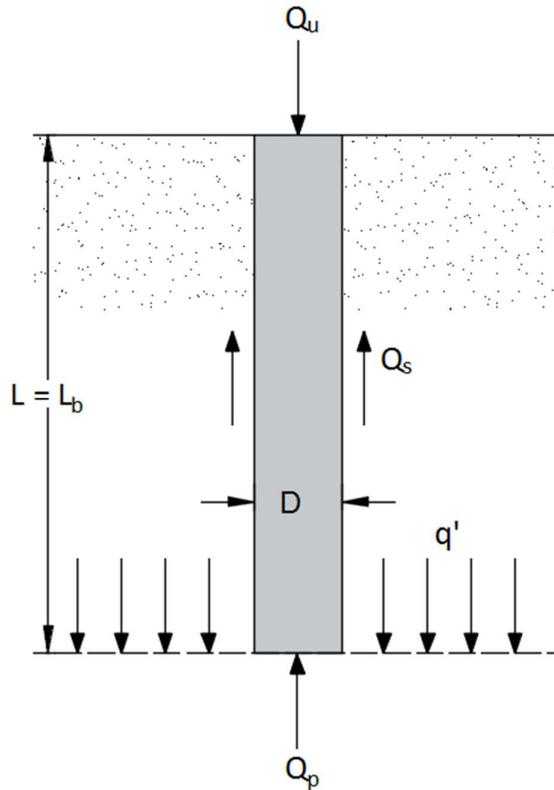


Figure (5-11): Ultimate load-carrying capacity of pile.

L = length of embedment.

L_b = length of embedment in bearing stratum.

1. Point bearing capacity, Q_p

The ultimate bearing capacity of pile may be written as

$$Q_p = A_p \times q_p = A_p (c' N_c^* + q' N_q^*)$$

Where:

A_p = Area of pile tip.

c' = Cohesion of soil supporting the pile tip.

q_p = Unit point resistance.

q' = Effective vertical stress at the level of the pile tip.

N_c^*, N_q^* = The bearing capacity factors.

2. Frictional resistance, Q_s

The frictional resistance, or skin resistance of a pile may be written as

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

Where:

p = Perimeter of the pile section.

ΔL = Incremental pile length over which p and f are taken to be constant.

f = Unit friction resistance at any depth z .

The various method for method estimating Q_p and Q_s are discussed and calculated in the next several sections.

Allowable Load, Q_{all}

After the total ultimate load-carrying capacity of a pile has been determined by summing the point bearing capacity and the frictional (or skin) resistance, a reasonable factor safety should be used to obtain the total allowable load for each pile, or

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS}$$

Where:

Q_{all} = Allowable load-carrying capacity for each pile.

FS = Factor of safety.

The factor of safety generally used ranges from **2.5** to **4**, depending on the uncertainties surrounding the calculation of ultimate load.

A. Fractional (Skin) Resistance in Clay

Several methods for obtaining the unit frictional resistance of piles are described below.

1. λ Method

Is based on the assumption that the displacement of soil caused by pile driving results in a passive lateral pressure at any depth and that the average unit skin resistance is

$$f_{av} = \lambda(\bar{\sigma}'_o + 2c_u)$$

Where:

$\bar{\sigma}'_o$ = Mean effective vertical for the embedment length.

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}{L}$$

A_1, A_2, A_3, \dots = Areas of the vertical effective stress diagram as shown in the figure below.

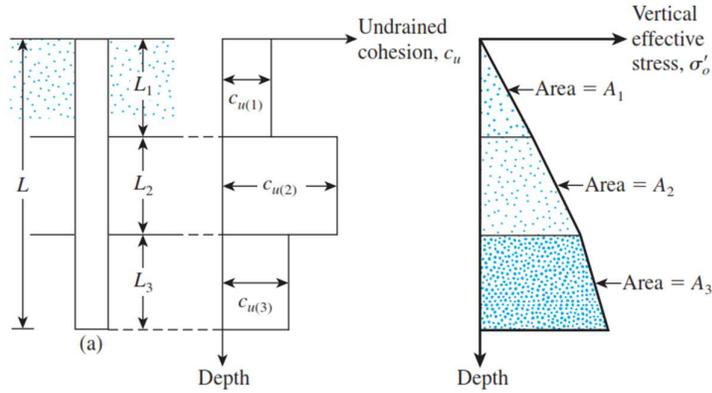


Figure (5-12): Application of a λ method in layered soil.

c_u = Mean untrained shear strength ($\phi = 0$).

The value of λ changes with the depth of penetration of the pile. (See Table 5-12).

Thus, the total frictional resistance may be calculated as

$$Q_s = pLf_{av}$$

Table (5-12): Variation of λ with pile embedment length, L

Embedment length, L (m)	λ
0	0.5
5	0.336
10	0.245
15	0.200
20	0.173
25	0.150
30	0.136
35	0.132
40	0.127
50	0.118
60	0.113
70	0.110
80	0.110
90	0.110

2. α Method

According to the α method, the unit skin resistance in clayey soils can be represented by the equation

$$f = \alpha c_u$$

Where α = empirical adhesion factor. The approximate variation of the value of α is shown in Table (5-13).

The ultimate side resistance can thus be given as

$$Q_s = \Sigma f p \Delta L = \Sigma \alpha c_u p \Delta L$$

Table (5-13): Variation of (Interpolated values based on Terzaghi, Peck and Mesri, 1996)

$\frac{c_u}{p_a}$	α
≤ 0.1	1.00
0.2	0.92
0.3	0.82
0.4	0.74
0.6	0.62
0.8	0.54
1.0	0.48
1.2	0.42
1.4	0.40
1.6	0.38
1.8	0.36
2.0	0.35
2.4	0.34
2.8	0.34

Note: p_a = atmospheric pressure
 $\approx 100 \text{ kN/m}^2$

3. β Method

The unit frictional resistance for the pile can be determined on the basis of the effective stress parameters of the clay in a remolded state ($c' = 0$). Thus, at any depth.

$$f = \beta \sigma'_o$$

Where:

σ'_o = Vertical effective stress.

$\beta = k \tan \phi'_R$

ϕ'_R = Drained friction angle of remolded clay.

K = Earth Pressure coefficient.

Conservatively, the magnitude of K is the earth pressure coefficient at rest, or

$$K = 1 - \sin \phi'_R \quad (\text{For normally consolidate clay})$$

And

$$K = 1 - \sin \phi'_R \sqrt{OCR} \quad (\text{For over consolidated clay})$$

Where

OCR = Over consolidated ratio.

Combining equation for normally consolidated clays yield

$$f = (1 - \sin \phi'_R) \tan \phi'_R \sigma'_o$$

And for over consolidated clays,

$$f = (1 - \sin \phi'_R) \sqrt{OCR} \tan \phi'_R \sigma'_o$$

With the value of f determined, the total frictional resistance may be evaluated as

$$Q_s = \sum f p \Delta L$$

B. Fractional (Skin) Resistance in Sand

The frictional resistance calculated as

$$Q_s = \sum f p \Delta L$$

The unit frictional resistance, f , is hard to estimate. In making an estimation of f , several factors must be kept in mind:

1. The nature of the pile installation. For driven piles in sand, the vibration caused during pile driving helps densify the soil around the pile. The zone of sand densification may be as much as 2.5 times the pile diameter, in the sand surrounding the pile.
2. It has been observed that the nature of variation of f in the field is approximately as shown in Figure (5-14). The unit skin friction increases with depth more or less linearly to a depth of L' and remains constant thereafter. The magnitude of the critical depth L_r may be 15 to 20 pile diameters. A conservative estimate would be

$$L' \approx 15 D$$

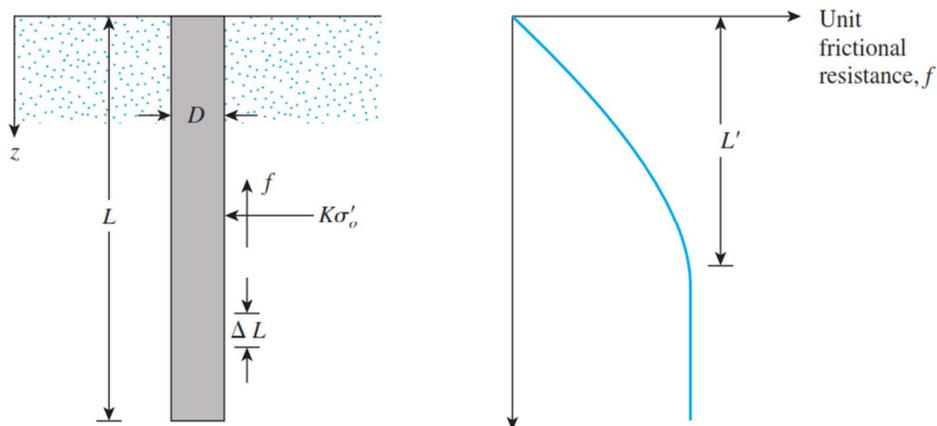


Figure (5-13): Unit frictional resistance for piles in sand

3. At similar depths, the unit skin friction in loose sand is higher for a high-displacement pile, compared with a low-displacement pile.

4. At similar depths, bored, or jetted, piles will have a lower unit skin friction compared with driven piles.

Taking into account the preceding factors, we can give the following approximate relationship for f :

For $z = 0$ to L'

$$f = K\sigma'_o \tan\delta'$$

And for $z = L'$ to L

$$f = f_{z=L'}$$

In these equations,

K = effective earth pressure coefficient

σ'_o = effective vertical stress at the depth under consideration

δ' = soil-pile friction angle

In reality, the magnitude of K varies with depth; it is approximately equal to the Rankine passive earth pressure coefficient, K_p , at the top of the pile and may be less than the at-rest pressure coefficient, K_o , at a greater depth. Based on presently available results, the following average values of K are recommended for use in equation.

Table (5-14): Magnitude of K versus with pile type.

Pile type	K
Bored or jetted	$\approx K_o = 1 - \sin \phi'$
Low-displacement driven	$\approx K_o = 1 - \sin \phi'$ to $1.4K_o = 1.4(1 - \sin \phi')$
High-displacement driven	$\approx K_o = 1 - \sin \phi'$ to $1.8K_o = 1.8(1 - \sin \phi')$

The values of δ' from various investigations appear to be in the range from $0.5\phi'$ to $0.8\phi'$.

Based on load tests results in the field, Mansur and Hunter (1970) reported the following average values of K.

H-pile.....K = 1.65
Steel pipe pile.....K = 1.26
Precast concrete pile.....K = 1.5

Coyle and Castello (1981) method. Proposed that

$$Q_s = f_{av} pL = (K \bar{\sigma}'_o \tan \delta') pL$$

Where

$\bar{\sigma}'_o$ = average effective overburden pressure

δ' = soil–pile friction angle = $0.8\phi'$

The lateral earth pressure coefficient K, which was determined from field observations, is shown in the figure (5-14). Thus, if that figure is used.

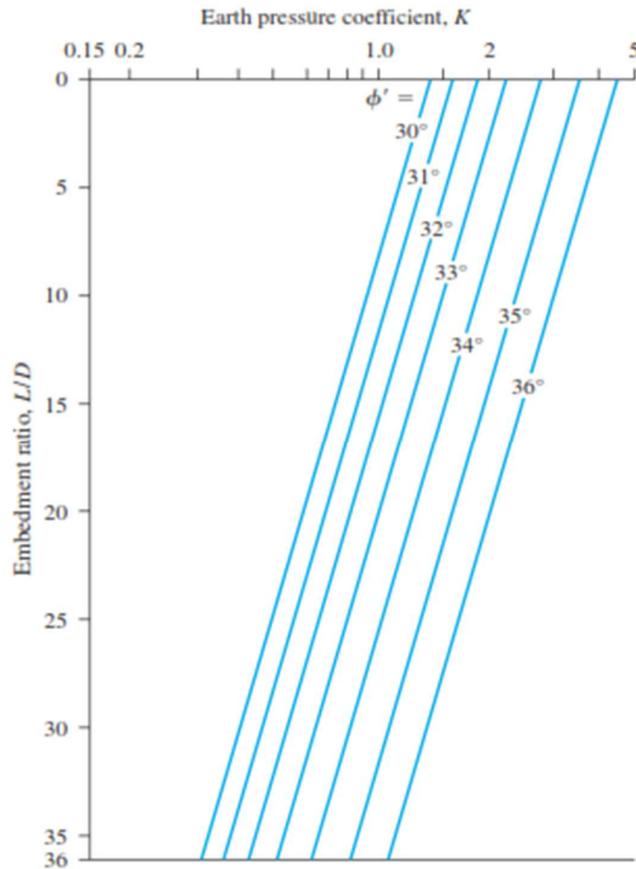


Figure (5-14): Variation of K with L/D (Redrawn after Coyle and Castello, 1981)

$$Q_s = K \bar{\sigma}'_o \tan(0.8\phi') pL$$

C. Meyerhof's Method for estimating Q_p - Sand

The point bearing capacity, q_p , of a pile in sand generally increases with the depth of embedment in the bearing stratum and reaches a maximum value at an embedment ratio of $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$. Note that in a homogenous soil L_b is equal to the actual embedment length of the pile, L . However where a pile has penetrated into a bearing stratum, $L_b < L$. Beyond the critical embedment ratio, $(L_b/D)_{cr}$, the value of q_p remains constant ($q_p = q_L$). That is, as shown in figure (5-15) for the case of a homogenous soil, $L = L_b$.

For piles in sand, $c' = 0$.

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^*$$

The variation of N_q^* with soil friction angle ϕ' is shown in figure (5.16). The interpolated values of N_q^* for various friction angles are also given in table (5-15). However, Q_p should not exceed the limiting value $A_p q_l$; that is,

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l$$

Figure (5-16) Variation of the maximum values of N_q^* with soil friction angle ϕ' (From Meyerhof, G. G. (1976). "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 102, No. GT3, pp. 197–228. With permission from ASCE).

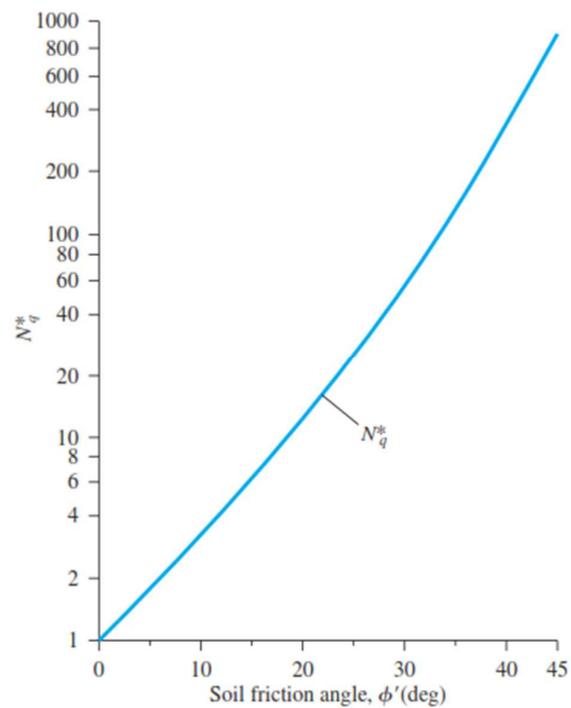
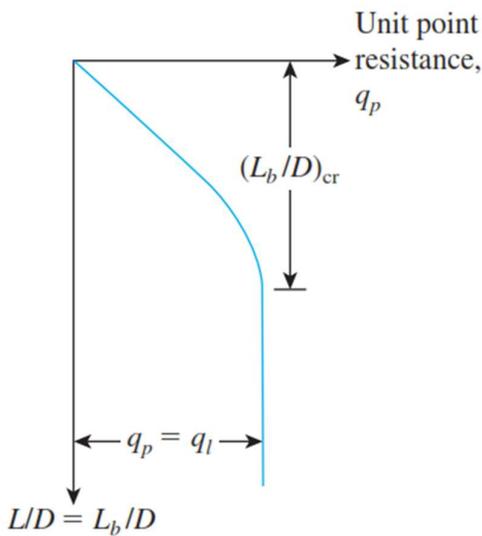


Figure (5-15): Nature of variation of unit point resistance in a homogenous sand

Table (5-15):
Interpolated values of N_q^* based on Meyerhof's theory

Soil friction angle, ϕ (deg)	N_q^*
20	12.4
21	13.8
22	15.5
23	17.9
24	21.4
25	26.0
26	29.5
27	34.0
28	39.7
29	46.5
30	56.7
31	68.2
32	81.0
33	96.0
34	115.0
35	143.0
36	168.0
37	194.0
38	231.0
39	276.0
40	346.0
41	420.0
42	525.0
43	650.0
44	780.0
45	930.0

The limiting point resistance is

$$q_l = 0.5p_a N_q^* \tan \phi'$$

Where

p_a = atmospheric pressure (= 100 kN/m²).

ϕ' = effective soil friction angle of the bearing stratum.

D. Point Bearing capacity of piles resting on rock

Sometimes piles are driven to an underlying layer of rock. In such cases, the engineer must evaluate the bearing capacity of the rock. The ultimate unit point resistance in rock (Goodman, 1980) is approximately

$$q_p = q_u(N_\phi + 1)$$

Where

$$N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

q_u = unconfined compression strength of rock

ϕ' = drained angle of friction

The unconfined compression strength of rock can be determined by laboratory tests on rock specimens collected during field investigation. However, extreme caution should be used in obtaining the proper value of q_u , because laboratory specimens usually are small in diameter. As the diameter of the specimen increases, the unconfined compression strength decreases - a phenomenon referred to as the *scale effect*. For specimens larger than about 1 m in diameter, the value of q_u remains approximately constant. There appears to be a fourfold to fivefold reduction of the magnitude of q_u in this process. The scale effect in rock is caused primarily by randomly distributed large and small fractures and also by progressive ruptures along the slip lines. Hence, we always recommend that

$$q_{u(\text{design})} = \frac{q_{u(\text{lab})}}{5}$$

Table (5-16). Lists some representative values of (laboratory) unconfined compression strengths of rock. Representative values of the rock friction angle ϕ' are given in Table (5-17). A factor of safety of at least 3 should be used to determine the allowable point bearing capacity of piles. Thus,

$$Q_{p(\text{all})} = \frac{[q_{u(\text{design})}(N_\phi + 1)]A_p}{FS}$$

Table (5-16): Typical unconfined compressive strength of rocks.

Type of rock	q_u MN/m ²
Sandstone	70–140
Limestone	105–210
Shale	35–70
Granite	140–210
Marble	60–70

Table (5-17): Typical values of Angle of friction ϕ' of rocks.

Type of rock	Angle of friction, ϕ' (deg)
Sandstone	27–45
Limestone	30–40
Shale	10–20
Granite	40–50
Marble	25–30

The following table shows the conducted lab tests on representative samples obtained from the drilled boreholes:

Table (5-18): Conducted lab tests on representative samples obtained from the drilled boreholes.

BH NO.	Depth	Group	W.C	L.L	P.L	P.I	% Gravel	% Sand	% Fines	S.G g/cm ²	UCS Kg/cm ²	Φ ⁰	C Kg/cm ²	Classification & Color
BH 1	0-1.3	1	4.5	27.2	20.2	7.0	6.0	44.4	49.6	2.609	1.71	30.11	0.29	Sandy Clay with some Gravel YR 7.5(Brown (4/4
	1.3-2.6		7.8											
	2.6-4	2	13.6	55.0	31.5	23.5	0.0	6.9	93.1	2.552	2.77	13.68	0.71	Silt with some Sand (Dark YR 7.5Brown (3/4
	4-5.5		17.6											
	5.5-18.3		17.0											
	18.3-20	3	4.0	-	NP	-	-	-	-	2.663	-	40.72	0.30	Medium Hard Rock (Very Pale Orange (10YR 8/2
BH 2	0-1.3	1	8.5	27.2	20.2	7.0	6.0	44.4	49.6	2.609	1.71	30.11	0.29	Sandy Clay with some Gravel YR 7.5(Brown (4/4
	1.3-2.6		15.0											
	2.6-4	2	18.5	55.0	31.5	23.5	0.0	6.9	93.1	2.552	2.77	13.68	0.71	Silt with some Sand (Dark YR 7.5Brown (3/4
	4-5.2		14.5											
	5.5-18.3		14.4											
	18.3-20	3	3.6	-	NP	-	-	-	-	2.663	-	40.72	0.30	Medium Hard Rock (Very Pale Orange (10YR 8/2

And the figure below shows the layers of soil and the pile foundation that used in the project.

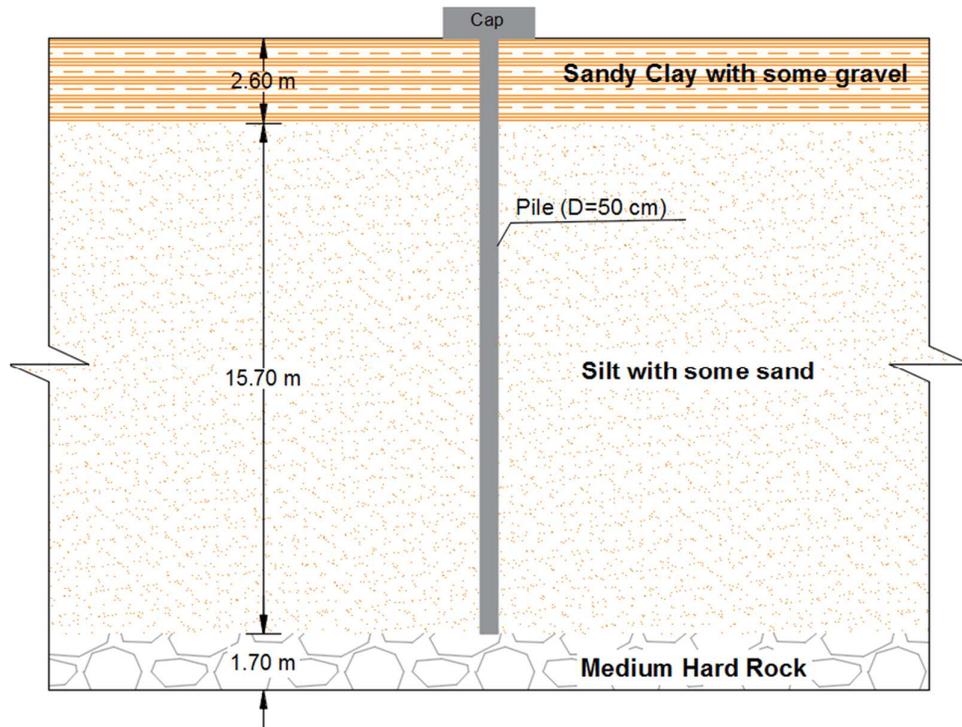


Figure (5-17): layered soil and the pile foundation

Calculation:

Length of pile = 18.3 m, Diameter of pile = 50 mm.

Using table (5-18) to determine the pile capacity.

Equations for Estimating Pile Capacity

The ultimate load-carrying capacity Q_u of a pile is given by the equation

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

1. Frictional resistance in clay, Q_s

$$Q_s = \sum p\Delta Lf$$

a. λ Method

$$c_u = \frac{q_u}{2} = \frac{167.751}{2} = 83.8755 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{A}{L} = \frac{62.53}{2.6} = 24.05 \text{ KN/m}^2$$

From table (5-12) make interpolation $\rightarrow \lambda = 0.414$

$$f_{av} = \lambda(\bar{\sigma}'_o + 2c_u) = 0.414(24.05 + 2 \times 83.8755) = 79.4 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = 79.4 \times \pi \times 0.5 \times 2.6 = 324.3 \text{ KN}$$

b. α Method

$$f = \alpha c_u$$

$$Q_s = \sum f p \Delta L = \sum \alpha c_u p \Delta L$$

$$\frac{c_u}{p_a} = \frac{83.8755}{100} = 0.8387, \text{ from table (5-13) make interpolation } \rightarrow \alpha = 0.528$$

$$Q_s = 0.528 \times \pi \times 0.5 \times 2.6 \times 83.8755 = 181 \text{ KN}$$

c. β Method

$$f = \beta \sigma'_o \quad \beta = K \tan \phi'_R$$

$$K = 1 - \sin \phi'_R \quad (\text{For normally consolidated clay})$$

$$f = (1 - \sin \phi'_R) \tan \phi'_R \sigma'_o$$

$$f = [(1 - \sin 30.11) \tan 30.11] \times \frac{18 \times 2.6}{2} = 6.95 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = 6.95 \times \pi \times 0.5 \times 2.6 = 28.4 \text{ KN}$$

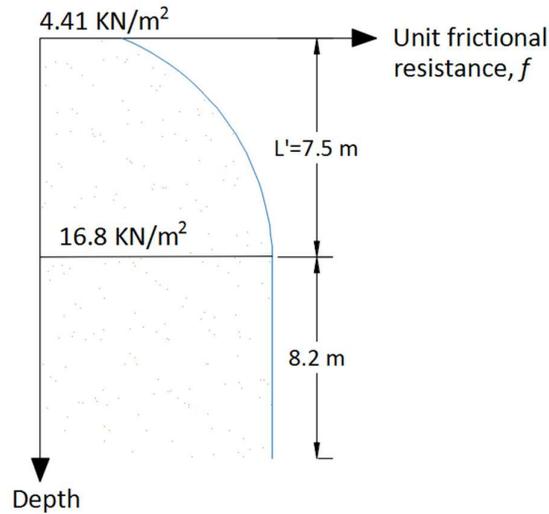
The values of Q_s from the α method and β method are close. So,

$$Q_s = \frac{28.4 + 181}{2} = 104.7 \text{ KN}$$

2. Frictional (skin) resistance in silt with some sand (sand).

Thickness of sand layer, $L = 15.7 \text{ m}$

1. $L' = 15D = 15 \times 0.5 = 7.5 \text{ m}$



$$f = K\sigma'_o \tan\delta'$$

$K = 1 - \sin\phi'$ Bored or jetted piles from table (5-14).

$$K = 1 - \sin 13.68^\circ = 0.764$$

$$\delta' = 0.5\phi' = 0.5 \times 13.68^\circ = 6.84^\circ$$

$$\text{At } z = 0 \text{ m: } \sigma'_o = 2.6 \times 18.5 = 48.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{So } f = 0.764 \times 48.1 \times \tan 6.84^\circ = 4.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{At } z = 7.5 \text{ m: } \sigma'_o = (2.6 \times 18.5) + (7.5 \times 18) = 183.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{So } f = 0.764 \times 183.1 \times \tan 6.84^\circ = 16.8 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = \frac{(f_{z=0} + f_{z=7.5})}{2} pL' + f_{z=7.5} p(L - L')$$

$$Q_s = \left[\frac{(4.41 + 16.8)}{2} \times (\pi \times 0.5 \times 7.5) \right] + [16.8 \times \pi \times 0.5 \times (15.7 - 7.5)]$$

$$= 341.4 \text{ KN}$$

2. Coyle and Castello (1981) method.

$$Q_s = K \bar{\sigma}'_o \tan(0.8\phi') pL$$

$$\bar{\sigma}'_o = (2.6 \times 18.5) + \left(\frac{15.7 \times 18}{2} \right) = 189.4 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = 0.764 \times 189.4 \times \tan(0.8 \times 13.68^\circ) \times \pi \times 0.5 \times 15.7 = 690 \text{ KN}$$

$$Q_{s, \text{Average for sand layer}} = \frac{690 + 341.4}{2} = 515.7 \text{ KN}$$

3. Point bearing capacity of piles resting on rock, Q_p for medium hard rock

From table (5 – 16), $q_u = 105 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$ For limestone

$$q_{u(\text{design})} = \frac{q_{u(\text{lab})}}{5} = \frac{105 \times 10^3}{5} = 21000 \text{ KN/m}^2$$

$$N_\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{40.72}{2} \right) = 4.75$$

$$q_p = q_u (N_\phi + 1) = 21000 \times (4.75 + 1) = 12070 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_p = 120750 \times \frac{0.5^2 \pi}{4} = 23709.21 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total for all soil layers}} = Q_u = Q_p + \sum Q_s$$

$$= 22709.21 + (515.7 + 104.7) = 24329.61 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{allowable}} = \frac{Q_u}{F.S} = \frac{24239.61}{3} = \mathbf{8110 \text{ KN}}$$

The following tables show the pile capacity and its properties (D, L and number of piles).

The columns loads in the table are service loads.

Table (5-19): Pile capacity and its properties.

#Col	Load of Part 1 (KN.m)	Load of Part 2 (KN.m)	Sum of Loads (KN.m)	Total Load /Rib(0.72) (KN)	Pile Capacity (KN)	Length of pile (m)	Diameter (m)	# of Piles	Final No
1	1774.4155	1549.7055	3324.121	4616.834722	8110	18.3	0.5	0.56927678	1
2	2886.0975	1511.657175	4397.754675	6107.992604	8110	18.3	0.5	0.75314335	1
3	3900.507325	1869.6447	5770.152025	8014.100035	8110	18.3	0.5	0.9881751	1
4	3882.3356	2147.3697	6029.7053	8374.590694	11693	18.3	0.6	0.71620548	1
5	2069.4388	919.8252	2989.264	4151.755556	8110	18.3	0.5	0.5119304	1
6	4428.3096	2077.93845	6506.24805	9036.455625	11693	18.3	0.6	0.772809	1
7	9634.1388	1699.954725	11334.09353	15741.79656	8110	18.3	0.5	1.94103533	2
8	8959.236	1884.0864	10843.3224	15060.17	8110	18.3	0.5	1.85698767	2
9	8898.7184	1853.258925	10751.97733	14933.30184	8110	18.3	0.5	1.84134425	2
10	4630.912	977.592	5608.504	7789.588889	8110	18.3	0.5	0.96049185	1
11	3039.036	2277.345	5316.381	7383.8625	8110	18.3	0.5	0.91046393	1
12	8931.6084	2194.0275	11125.6359	15452.27208	8110	18.3	0.5	1.90533565	2
13	7689.682	1623.302625	9312.984625	12934.70087	15861	18.3	0.7	0.81550349	1
14	4804.5712	1014.2517	5818.8229	8081.698472	8110	18.3	0.5	0.99651029	1
15	5647.8708	2119.5972	7767.468	10788.15	11693	18.3	0.6	0.9226161	1
16	6009.6608	1377.516	7387.1768	10259.96778	11693	18.3	0.6	0.87744529	1
17	6251.7312	1601.640075	7853.371275	10907.4601	11693	18.3	0.6	0.93281964	1
18	5180.8328	1305.3075	6486.1403	9008.528194	11693	18.3	0.6	0.77042061	1
19	5637.346	2198.748825	7836.094825	10883.46503	11693	18.3	0.6	0.93076756	1
20	8668.466	1916.3025	10584.7685	14701.06736	8110	18.3	0.5	1.81270868	2
21	8560.5868	1815.2106	10375.7974	14410.82972	8110	18.3	0.5	1.77692105	2
22	10249.8172	1848.259875	12098.07708	16802.88483	20660	18.3	0.8	0.81330517	1
23	5611.034	974.81475	6585.84875	9147.012153	11693	18.3	0.6	0.78226393	1
24	3207.4328	2344.276725	5551.709525	7710.707674	8110	18.3	0.5	0.95076543	1
25	5218.1136	2027.3925	7245.5061	10063.20292	11693	18.3	0.6	0.86061771	1
26	4640.9868	1805.2125	6446.1993	8953.054583	11693	18.3	0.6	0.76567644	1
27	4577.654	1696.89975	6274.55375	8714.657986	11693	18.3	0.6	0.74528846	1
28	2402.2856	1003.420425	3405.706025	4730.147257	8110	18.3	0.5	0.58324874	1

29	0	1955.184	1955.184	2715.533333	8110	18.3	0.5	0.33483765	1
30	0	1183.1085	1183.1085	1643.20625	433	15	1	3.7949336	4
31	0	1434.449625	1434.449625	1992.291146	505	17	1	3.94513098	4
32	1856.928	785.96175	2642.88975	3670.680208	8110	18.3	0.5	0.45261162	1
33	1508.754	1508.6022	3017.3562	4190.7725	8110	18.3	0.5	0.51674137	1
34	2744.7717	902.60625	3647.37795	5065.802708	8110	18.3	0.5	0.62463659	1
35	2669.334	1778.273175	4447.607175	6177.232188	8110	18.3	0.5	0.76168091	1
36	2118.0585	2202.636975	4320.695475	6000.965938	8110	18.3	0.5	0.73994648	1
37	2222.5107	1815.2106	4037.7213	5607.94625	8110	18.3	0.5	0.69148536	1
38	4410.204	1880.19825	6290.40225	8736.669792	11693	18.3	0.6	0.74717094	1
39	2147.073	2177.364	4324.437	6006.1625	8110	18.3	0.5	0.74058724	1
40	1073.5365	1835.76225	2909.29875	4040.692708	8110	18.3	0.5	0.49823585	1
41	2147.073	716.5305	2863.6035	3977.227083	8110	18.3	0.5	0.49041024	1
42	3365.682	838.7295	4204.4115	5839.460417	8110	18.3	0.5	0.72003211	1
43	3249.624	1669.12725	4918.75125	6831.598958	8110	18.3	0.5	0.84236732	1
44	2106.4527	1551.094125	3657.546825	5079.926146	8110	18.3	0.5	0.62637807	1
45	4294.146	1846.87125	6141.01725	8529.190625	11693	18.3	0.6	0.72942706	1
46	4062.03	2221.8	6283.83	8727.541667	11693	18.3	0.6	0.74639029	1
47	4096.8474	2009.06265	6105.91005	8480.430625	11693	18.3	0.6	0.72525704	1
48	2234.1165	2085.71475	4319.83125	5999.765625	8110	18.3	0.5	0.73979847	1
49	2031.015	955.92945	2986.94445	4148.533958	8110	18.3	0.5	0.51153316	1
50	2303.7513	833.175	3136.9263	4356.842083	8110	18.3	0.5	0.53721851	1
51	3557.1777	1658.5737	5215.7514	7244.099167	8110	18.3	0.5	0.89323048	1
52	3783.4908	1788.549	5572.0398	7738.944167	8110	18.3	0.5	0.95424712	1
53	2773.7862	1810.767	4584.5532	6367.435	8110	18.3	0.5	0.78513379	1
54	4427.6127	1999.62	6427.2327	8926.712083	11693	18.3	0.6	0.76342359	1
55	4253.5257	2035.72425	6289.24995	8735.069375	11693	18.3	0.6	0.74703407	1
56	2089.044	999.81	3088.854	4290.075	8110	18.3	0.5	0.52898582	1
57	2321.16	867.6129	3188.7729	4428.85125	8110	18.3	0.5	0.54609756	1
58	3562.9806	1727.4495	5290.4301	7347.819583	8110	18.3	0.5	0.90601968	1
59	3777.6879	1849.6485	5627.3364	7815.745	8110	18.3	0.5	0.96371702	1
60	4276.7373	2130.983925	6407.721225	8899.612813	11693	18.3	0.6	0.76110603	1
61	4433.4156	944.265	5377.6806	7469.000833	8110	18.3	0.5	0.92096188	1
62	2187.6933	724.86225	2912.55555	4045.216042	8110	18.3	0.5	0.49879359	1
63	1081.08027	863.72475	1944.80502	2701.118083	8110	18.3	0.5	0.33306018	1
64	2147.073	1721.895	3868.968	5373.566667	8110	18.3	0.5	0.66258529	1
65	2270.67477	2452.31175	4722.98652	6559.7035	8110	18.3	0.5	0.80884137	1
66	3842.68038	2541.18375	6383.86413	8866.477958	11693	18.3	0.6	0.7582723	1
67	1862.7309	1181.44215	3044.17305	4228.018125	8110	18.3	0.5	0.52133392	1
68	0	883.998675	883.998675	1227.775938	433	15	1	2.83551025	3
69	0	600.719175	600.719175	834.3321875	433	15	1	1.92686417	2

5-7-2 Pile design

5-7-2-1 Spacing between piles

In most cases, piles are used in groups, as shown in the figure (5-19), to transmit the structural load to the soil. A *pile cap* is constructed over group piles. The cap can be in contact with the ground, as in most cases, or well above the ground, as in the case of offshore platforms.

When the piles are placed close to each other, a reasonable assumption is that the stresses transmitted by the piles to the soil will overlap (see figure (5-20), reducing the load-bearing capacity of the piles. Ideally, the piles in a group should be spaced so that the load-bearing capacity of the group is not less than the sum of the bearing capacity of the individual piles. In practice, the minimum center to center pile spacing, d , is $2.5D$ and, in ordinary situations, is actually about 2.5 to $3D$.

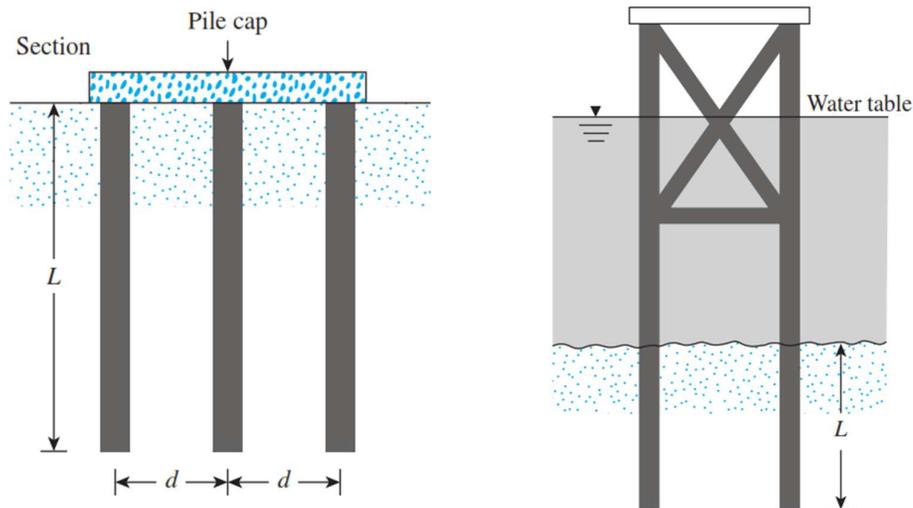


Figure (5-18): Group piles.

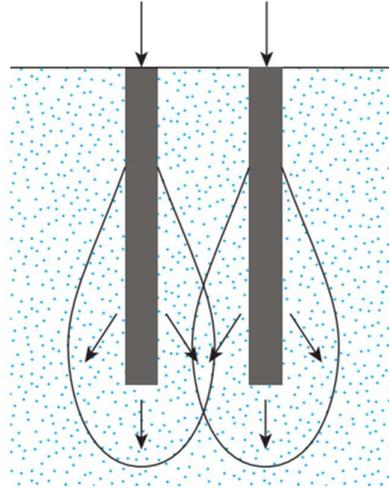


Figure (5-19): Overlap stresses of the piles.

* Piles resting on rock:

For point bearing piles resting on rock, most building codes specify that the minimum center to center spacing of the piles is $d+300$ mm.

So all of the piles in this project are resting on the rock.

For example: If we chose pile diameter = 50 mm,

So spacing between piles = $d+300$ mm = $(3 \times 500) + 300 = 1800$ mm.

Calculations of pile design:

Using the geotechnical solution – from piles table above – table (5-19).

No. of piles = 4 piles (D = 1.00m)

Loads columns factored less than 6×10^3 KN

Take Column No.30 & No.31

$P_u = 3815$ KN

$$\text{Load factored on each pile} = \frac{3815}{4} = 954 \text{ KN}$$

$$\phi P_{n,max} = \phi 0.85 [0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_{st} f_y] \text{ - For spirally reinforced columns.}$$

$$954 \times 10^3 = 0.75 \times 0.85 [0.85 \times 30 (785398.17 - A_s) + A_{st} 420]$$

$$A_s = 1282 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ min}}$$

$$0.01 < \delta = \frac{A_s}{A_g} < 0.08$$

$$\delta = \frac{1282}{785398.17} = 1.6323 \times 10^{-3} < 0.01$$

$$\text{So use } \delta = 0.01$$

$$A_s = \delta \times A_g = 0.01 \times 785398.17 = 7854 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \phi 25 \rightarrow 16\phi 25$$

$$\text{Spacing between bars} = \frac{\pi \times 825 - 16 \times 25}{16} = 137 > 75 \text{ OK}$$

Design of spiral reinforcement:

$$\text{Use spiral } \phi 12 \text{ with } a_s = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$D_{ch} = D - 2 \text{ cover} = 1000 - 2 \times 75 = 850 \text{ mm}$$

$$A_g = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 1000^2}{4} = 785398.16 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = \frac{\pi D_{ch}^2}{4} = \frac{\pi \times 850^2}{4} = 567450.17 \text{ mm}^2$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.45 \left(\frac{785398.16}{567450.17} - 1 \right) \frac{30}{420} = 0.0123$$

$$\rho_s = \frac{4 a_s (D_{ch} - d_s)}{s D_{ch}^2}$$

$$0.0123 = \frac{4 \times 113.1(850 - 12)}{s \times 850^2}$$

$$\rightarrow s = 42.66 \text{ mm}$$

Take $s = 40 \text{ mm}$

Check for code requirements:

1. Clear spacing between longitudinal bars:

Clear space = 137 mm as shown in the figure below.

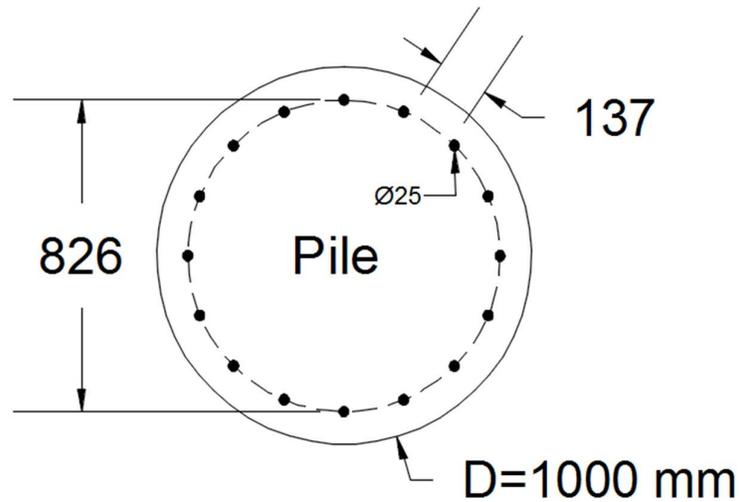


Figure (5-20): Longitudinal bars in the pile and the clear spacing between them.

2. Gross reinforcement ratio:

$$\rho_g = 0.01$$

3. Number of bars: $16 > 6$ – for circular members enclosed by spirals *OK*

4. Spiral diameter: $\varnothing 12 > \varnothing 10$ *OK*

5. Clear spacing for one loop: clear spacing = $s - d_s = 40 - 12 = 28 \text{ mm}$

$$25 < 28 \text{ mm} < 75 \quad \text{OK}$$

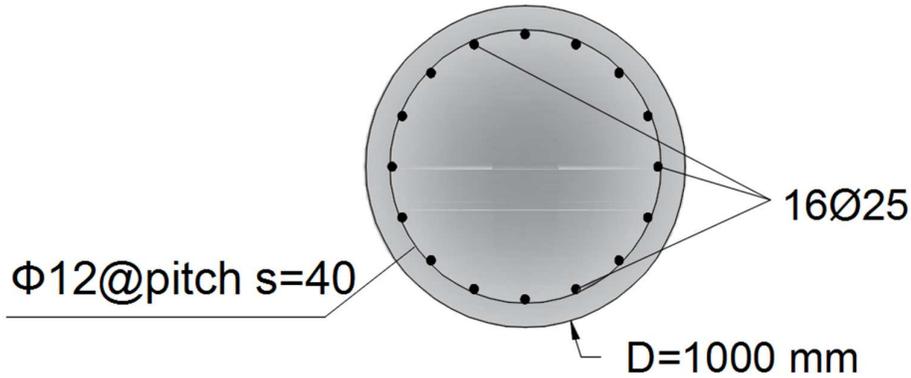


Figure (5-21): Spiral reinforcement in the pile and clear spacing between them.

5-7-2-2 The Horizontal dynamic force that exert on the pile

Horizontal dynamic force = Take 10% of factored load of the column, P_u and assume that exert on $\frac{L}{3}$ of the pile. Design the pile as the beam and get the reinforcement, so we use **BEAMD** program to design it.

Pile diameter = **1000 mm**

We chose the section that equivalent the pile (**$D=1000 \text{ mm}$**) in area, so we choose rectangular section **$800 \times 1000 \text{ mm}$** .

Vertical factored load, $P_u = 3815 \text{ KN}$

Horizontal dynamic force – $H_u = 10\% P_u = 0.1 \times 3815 = 381.5 \text{ KN}$ that exert on $\frac{L}{3} = \frac{18.3}{3} = 6.1 \text{ m}$ as showing in the figure below.

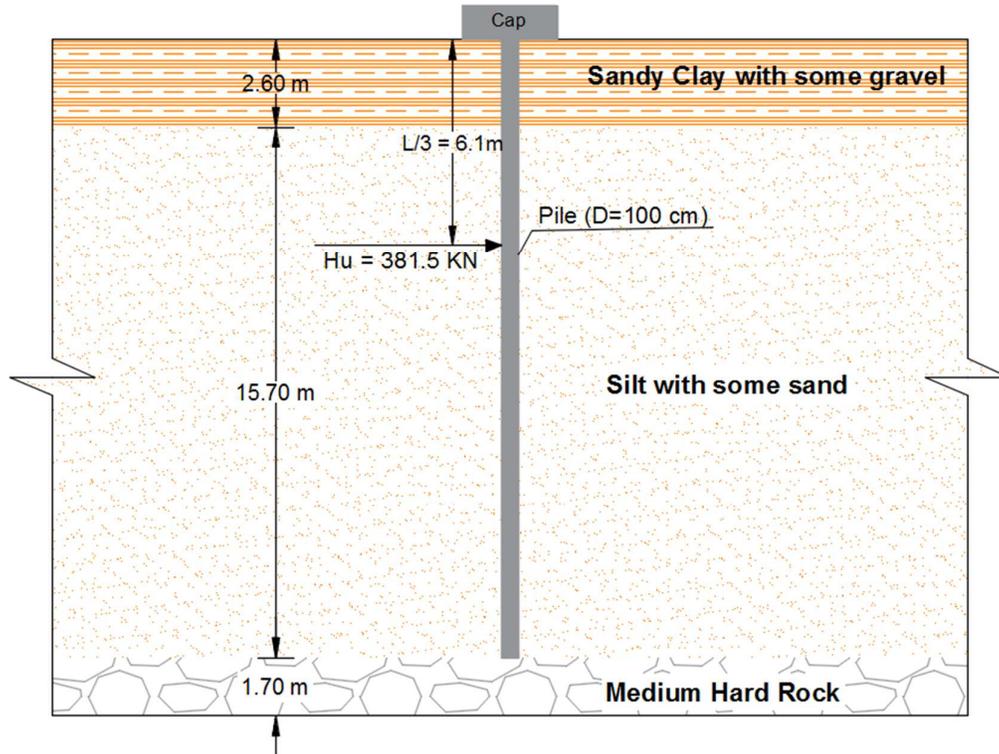


Figure (5-22): The Horizontal dynamic force that exert on the pile.

From BEAMD program we get the reinforcement required for the beam (equivalent the pile in area) = 4236 mm^2

$$A_s = 7854 \text{ mm}^2 > 4236 \text{ mm}^2$$

So the pile reinforcement enough (cover the beam reinforcement when the horizontal dynamic force exert on the pile).

Using the structure solution, because the piles table not proper and not practical on some columns.

Loads factored (27×10^3 to 34×10^3) KN

Pu = 33430.2 KN – Column No. 22

Assume the column has 6 piles (D = 0.60 m)

Load factored on each pile = $\frac{33430.2}{6} = 5571.7 \text{ KN}$

$\phi P_{n,max} = \phi 0.85[0.85f'_c(A_g - A_s) + A_{st}f_y]$ – For spirally reinforced columns.

$$5571.7 \times 10^3 = 0.75 \times 0.85[0.85 \times 30(282743.34 - A_s) + A_{st}420]$$

$$A_s = 3878.15 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ min}}$$

Use $\phi 25 \rightarrow 8\phi 25$

$$0.01 < \delta = \frac{A_s}{A_g} < 0.08$$

$$\text{Spacing between bars} = \frac{\pi \times 425 - (8 \times 25)}{8} = 141.9 > 75 \quad \text{OK}$$

Design of spiral reinforcement:

Use spiral $\phi 14$ with $a_s = 153.93 \text{ mm}^2$

$$D_{ch} = D - 2cover = 600 - 2 \times 75 = 450 \text{ mm}$$

$$A_g = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 600^2}{4} = 282743.33 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = \frac{\pi D_{ch}^2}{4} = \frac{\pi \times 450^2}{4} = 159043.13 \text{ mm}^2$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.45 \left(\frac{282743.33}{159043.13} - 1 \right) \frac{30}{420} = 0.025$$

$$\rho_s = \frac{4a_s(D_{ch} - d_s)}{sD_{ch}^2}$$

$$0.025 = \frac{4 \times 153.93(450 - 14)}{s \times 450^2}$$

$$\rightarrow s = 53 \text{ mm}$$

Take $s = 50 \text{ mm}$

Check for code requirements:

1. Clear spacing between longitudinal bars:

$$\text{Clear space} = 141.9 \text{ mm}$$

2. Gross reinforcement ratio:

$$0.01 < \rho_g = 0.0137 < 0.08 \quad OK$$

3. Number of bars: $8 > 6$ – for circular members enclosed by spirals *OK*

4. Spiral diameter: $\emptyset 14 > \emptyset 10$ *OK*

5. Clear spacing for one loop: clear spacing = $s - d_s = 50 - 14 = 28 \text{ mm}$

$$25 < 36 \text{ mm} < 75 \quad OK$$

5-7-2-3 Check for punching – two way shear

For factored loads less than $6 \times 10^3 \text{ KN}$

Take Col No.30 & No.31

Diameter of the pile = 1 m

Number of piles = 4

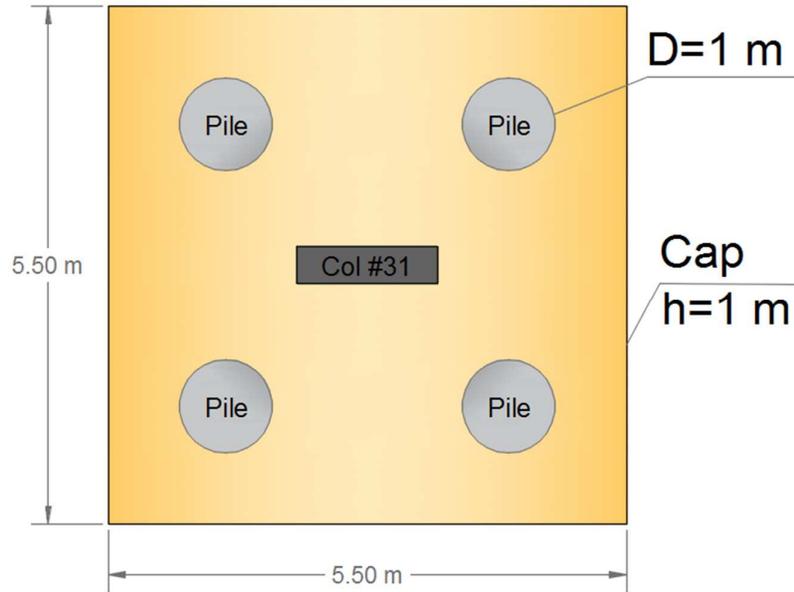


Figure (5-23): Cap and piles foundations.

Col No. 31

Factored load = 3816 KN

Take $h = 1$ m $d = 1000 - 75 - 25 = 900$ mm $b_o = 2 \times (1500 + 900) + (400 + 900) = 7400$ mm = 7.4 m

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{3.75}\right) \sqrt{30} \times 7400 \times 900 \times 10^{-3} = 7004 \text{ KN} > V_u$$

$$= 3816 \text{ KN} \quad OK$$

Check for pile punching

$$\frac{3816}{4} = 954 \text{ KN}$$

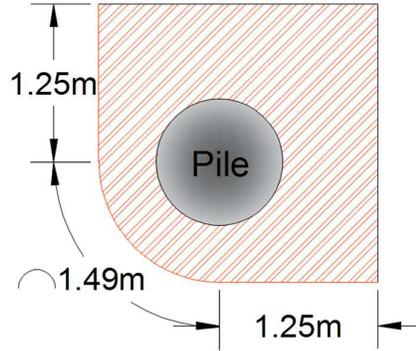


Figure (5-24): Perimeter of the critical section for the pile.

$$b_o = 4 \text{ m}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{3} \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{3} \sqrt{30} \times 4000 \times 900 \times 10^{-3} = 4930 > V_u = 954 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

So the thickness is adequate.

5-7-2-4 Design of cap-column connection with headed shear reinforcement studs

Thickness of cap = 2000 mm

$$d = 2000 - 75 - 25 = 1900 \text{ mm}$$

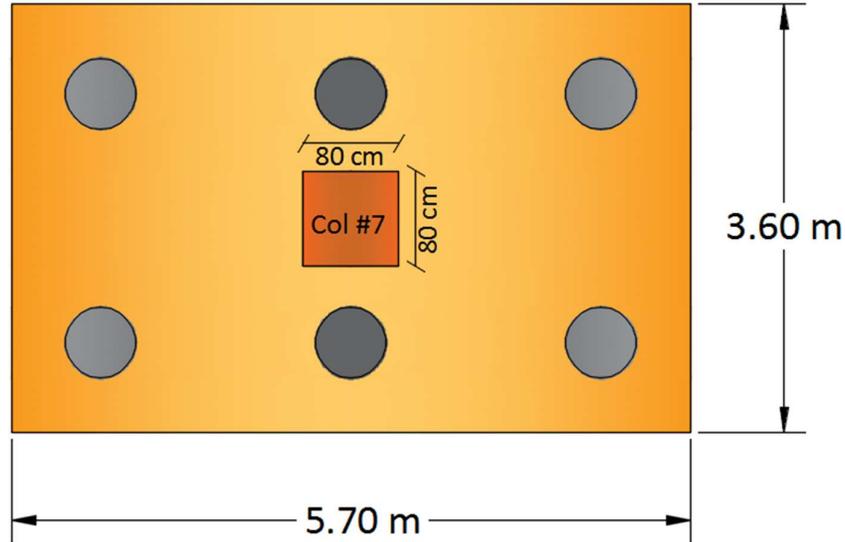


Figure (5-25): Cap and the piles foundations.

$$V_u = 3400 \text{ KN}$$

$$b_o = 4 \times (800 + 1900) = 10800 \text{ mm}$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{3} \sqrt{30} \times 10800 \times 1900 \times 10^{-3} = 28098 \text{ KN} < 3400 \text{ KN}$$

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{3400}{0.75} - 28098 = 7869.3 \text{ KN}$$

$$\phi V_n = \phi \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 0.75 \times \frac{2}{3} \times \sqrt{30} \times 10800 \times 1900 = 56196 \text{ KN}$$

Use 8 bars studs $\phi 14$

$$A_v = 8 \times 153.94 = 1231.5 \text{ mm}^2$$

$$V_s = A_v \times f_y = 1231.5 \times 420 = 517.23 \text{ KN}$$

$$V_s < 7869.3 \text{ KN} \quad \text{NOT OK}$$

$$V_s = 7869.3 \text{ KN}$$

$$V_s = A_v \times f_y$$

$$A_v = \frac{V_s}{f_y} = \frac{7869.3}{420} = 18736 \text{ mm}^2$$

Use $\emptyset 16$ ($A_v = 201.06 \text{ mm}^2$)

$$\frac{A_v}{4} = \frac{18736}{4} = 4684 \text{ mm}^2$$

$$\text{Number of bars} = \frac{4684}{201.06} = 24\emptyset 16$$

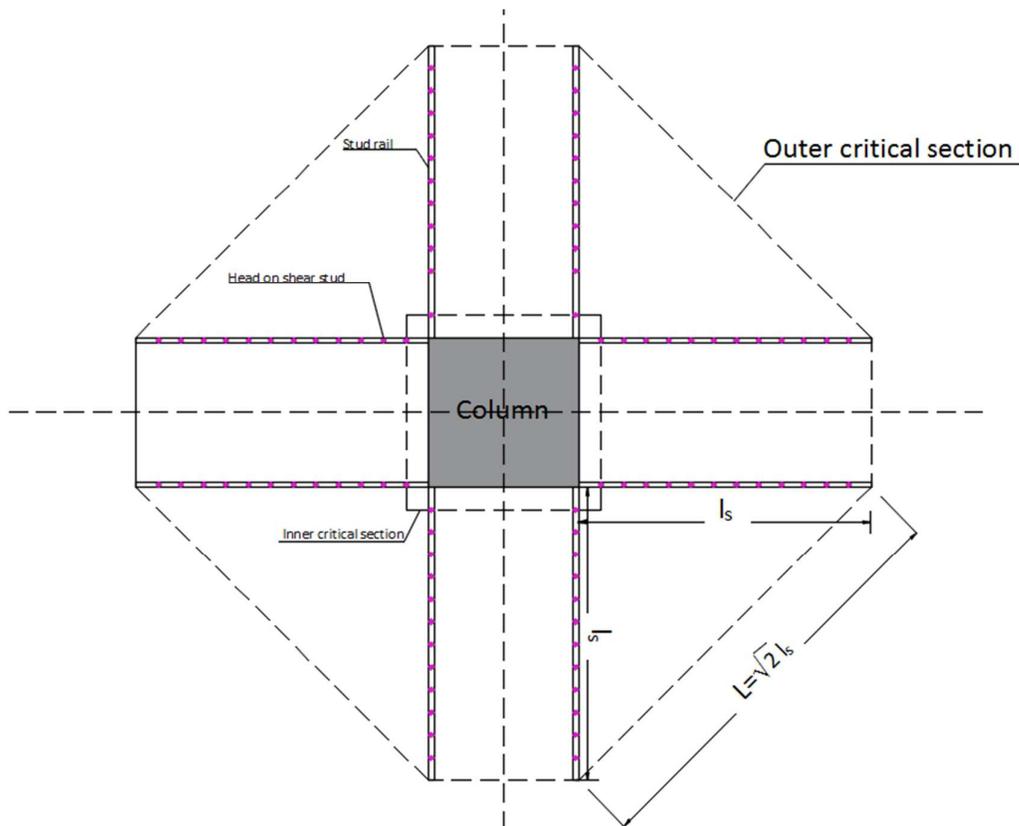


Figure (5-26): Outer and inner critical section.

Spacing between studs

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \quad \text{or} \quad S_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{1900}{2} = 950 \text{ mm}$$

$$\rightarrow S = 600 \text{ mm} \quad \text{control}$$

$$l_s = 600 \times 4 = 2400 \text{ mm}$$

$$L = \sqrt{2} l_s = \sqrt{2} \times 2400 = 3394.1 \text{ mm}$$

$$b_o = (l_s + b) \times 4 = (3394.1 + 800) \times 4 = 16776.4 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 16776.4 \times 1900 \times 10^{-3} = 58196 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 58196 = 43647 \text{ KN}$$

$$\phi V_c > V_u \quad \text{OK}$$

5-7-3 Design of pile cap

The pile cap should be deep enough for the pile reaction from below the pile caps to be transferred to the pile cap. Similarly, considering the loads from the column at its top, the pile cap should have sufficient capacity to resist the bending moment and shear forces as well as the punching shear requirements to transfer the load to the piles through the pile cap.

There are two alternative theories on which pile caps can be assumed to transfer the loads from the columns to the pile foundations. They are (a) the truss theory and (b) the beam or bending theory.

So we use in this project the first one (Truss theory).

Figure below shows the truss action for a four-pile group. Even in conventional designs when the angle of dispersion of load θ is less than 30° ($\tan 30^\circ = 0.58$), (i.e. the value of (av/d) ratio as shown in the figure is less than 0.6), we may assume the

load to be transferred to the pile by strut action. AB being in compression and BC in tension. This is called the strut truss action. Experiments show that this action (as in deep beams and corbels) can be predominant even up to (a_v/d) ratio equal to 2 or $a_v=2d$. In this truss action, the tensile force between pile heads is assumed to tie the ends of the reinforcements at its ends as needed in the case of an arch. This known as truss theory.

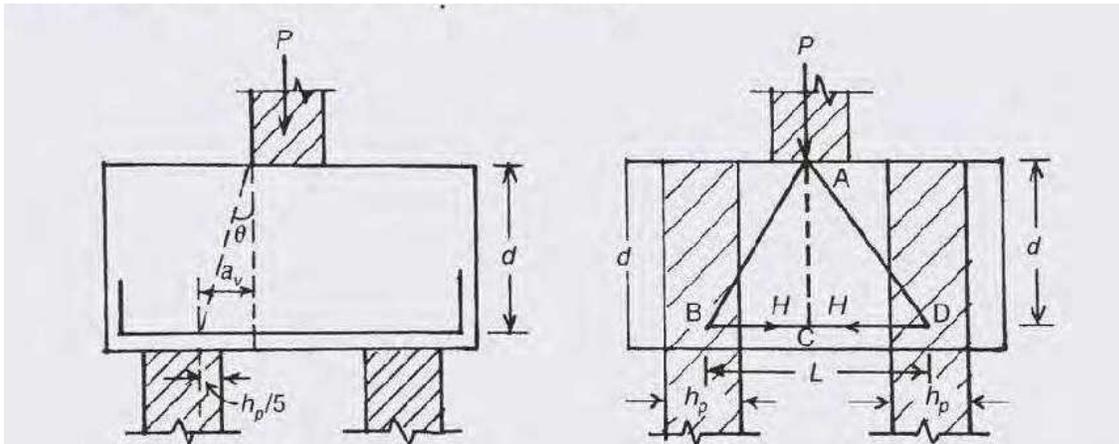


Figure (5-27): Design of pile-cap reinforcement by truss theory.

Table (5-20): Shape of pile caps for 2 to 6 piles formulae for tension by truss theory for arrangement of steel.

No. of piles	Shape of pile cap	Tension by truss theory
2	<p style="text-align: center;">Diameter of pile = h_p</p>	<p>(d = depth of pile cap)</p> <p>Along $XX = \frac{P}{12Ld} (3L^2 - a^2)$</p>
3		<p>Along $XX = \frac{P}{36Ld} (4L^2 + b^2 - 3a^2)$</p> <p>Along $YY = \frac{P}{18Ld} (2L^2 - b^2)$</p>
4		<p>Along $XX = \frac{P}{24Ld} (3L^2 - a^2)$</p> <p>Along $YY = \frac{P}{24Ld} (3L^2 - b^2)$</p>
5		<p>Along $XX = \frac{P}{30Ld} (3L^2 - a^2)$</p> <p>Along $YY = \frac{P}{30Ld} (3L^2 - b^2)$</p>
6		<p>Along $XX = \frac{P}{18Ld} (3L^2 - a^2)$</p> <p>Along $YY = \frac{P}{36Ld} (3L^2 - b^2)$</p>

For factored loads from $(18 - 24) \times 10^3 \text{ kN}$

Each column has 4 piles.

Diameter of the pile = 600 mm

Cap thickness = 2 m

Cap dimensions 4.1 × 4.1

Spacing between piles = 3d+300 mm

$3 \times 600 + 300 = 2100 \text{ mm}$

From the table (5-20):

For x-direction

$$T = \frac{P}{24Ld} (3L^2 - a^2)$$

$$T = \frac{2200}{24 \times 2.1 \times 2} (3 \times 2.1^2 - 1.5^2) = 2397 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{T}{0.87f_y} = \frac{2397}{0.87 \times 420} = 6560 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018bh = 0.0018 \times 4100 \times 2000 = 14760 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 14760 \text{ mm}^2 > A_s = 6560 \text{ mm}^2$$

Use $\emptyset 32 \rightarrow 19 \emptyset 32$

For y-direction

$$T = \frac{P}{24Ld} (3L^2 - b^2)$$

$$T = \frac{2200}{24 \times 2.1 \times 2} (3 \times 2.1^2 - 0.4^2) = 2853 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{T}{0.87f_y} = \frac{2853}{0.87 \times 420} = 7808 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 14760 \text{ mm}^2 > A_s = 6560 \text{ mm}^2$$

Use $\emptyset 32 \rightarrow 19 \emptyset 32$

$$\text{Spacing between bars (s)} = \frac{4100 - 2 \times 75 - (19 \times 32)}{18} = 18.6 \text{ cm}$$

Use $s = 18 \text{ cm}$ in both directions

$\emptyset 32 @ 18 \text{ cm}$

5-7-3-1 Using (CSI Safe v12.0) program to design the raft cap and combined cap

CSI Safe program used finite element method to design the raft and combined cap. From the program get the thickness and reinforcements as the following.

1. Raft cap

Diameter of piles used = 60 cm

Thickness = 1.80 m

Reinforcement:

Top & bottom reinforcement = $\emptyset 20 @ 7 \text{ cm}$ in both directions

2. Combined cap

Combined cap for column No.48 & No.49

Diameter of piles used = 50 cm

Thickness = 2.00 m

Reinforcement:

Top reinforcement in the long direction = $\emptyset 25 @ 4 \text{ cm}$.

Top reinforcement in the short direction = $\emptyset 25 @ 8 \text{ cm}$.

Bottom reinforcement in the long & short direction: $\emptyset 25 @ 8 \text{ cm}$.

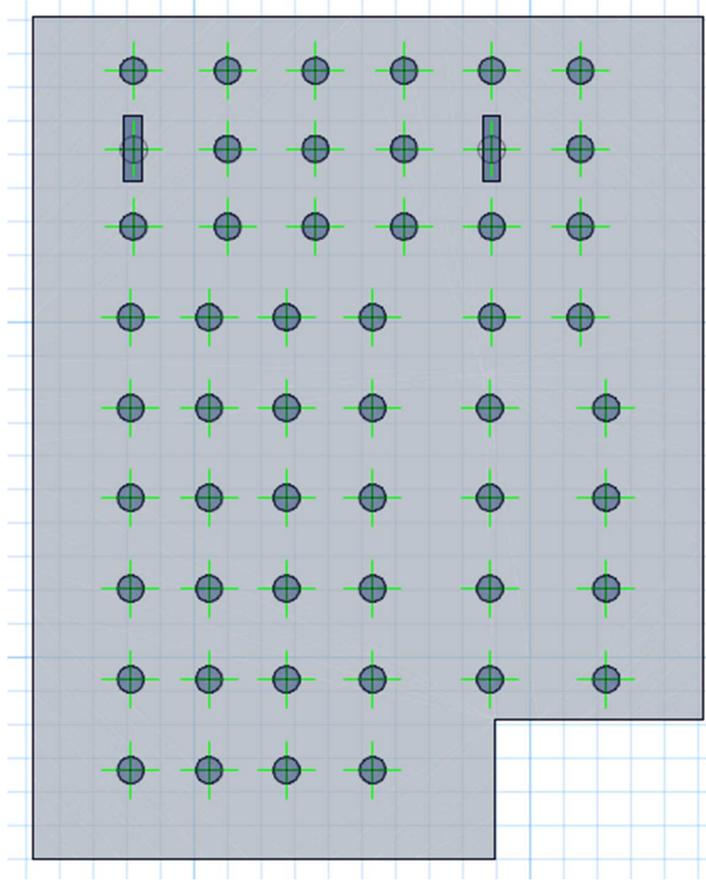


Figure (5-28): Raft Cap

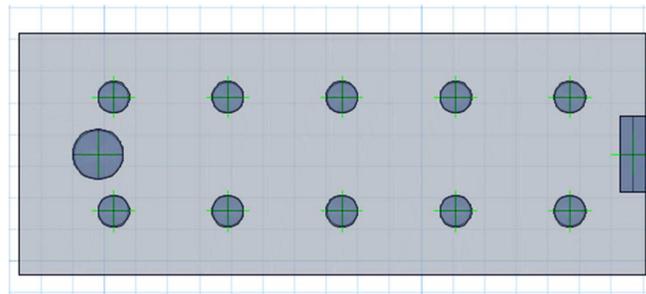


Figure (5-29): Combined Cap



الفصل السادس

التوصيات والنتائج

- 1-6 النتائج .
- 2-6 التوصيات .
- 3-6 المصادر والمراجع .

1-6 النتائج :

1. اكتساب المهارة في اختيار نوع الأساس الأنسب من خلال تحليل وتصميم أنواع مختلفة من الأساسات.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار ، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. على المصمم أن يتصف بالحس بالهندسي من خلال تجاوز أي مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع بشكل مقنع ودروس.
4. الجدول التالي يلخص المقارنة بين أساس الحصيرة والأساسات العميقة (الخوازيق) في هذا المشروع.

جدول(1-6): المقارنة بين أساس الحصيرة والأساسات العميقة.

المقارنة من حيث	أساس الحصيرة	الأساسات العميقة (الخوازيق)
القوة الانشائية	آمن	أكثر آمان
الحفر	على مرحلة واحدة	على مراحل (الوساند + الخوازيق)
الدمك	يحتاج الى دمك	لا يحتاج
التقنيات	تقنيات عادية (مدحلة/Dozer)	تقنيات حديثة (حفار ميكانيكي/وصلات ميكانيكية/Dozer)
التنفيذ	أقل وقت	وقت أطول
Settlement	Differential Settlement	تحد من حدوث الهبوط الأوتاد مرتكزة على الصخر

2-6 التوصيات :

بناءً على ما ورد من نتائج وتحليل يوصي فريق العمل باستخدام أساس الحصيرة – **Mat Foundation** في هذه الحالة في هذا المشروع ، اذ تبين أن أساس الحصيرة أقل تكلفة وأكثر اقتصادية وأسهل للتنفيذ من الأساسات العميقة – **Piles Foundation**.

3-6 المصادر والمراجع :

1. American Concrete Institute (ACI), Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI-318M-08).
2. كود البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى. مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 2006م.
3. Principles Of Geotechnical Engineering, 7th.Braja M. Das
4. Principles of Foundation Engineering, 7th .Braja M . Das.
5. Design of Reinforced Concrete Foundations, P.C.Varghese.
6. Geotechnical Investigation Report for Dhahriyyeh Municipality Commercial Center Building Project.

" ثُمَّ بِحَمْدِ اللَّهِ "