

بسم الله الرحمن الرحيم



كلية الهندسة

دائرة الهندسة المدنية

مقدمة مشروع التخرج

التصميم الانشائي لنادي شباب الخليل الرياضي

فريق العمل

منار ماجد الننتشة

بيان عثمان شرباتي

اشراف

م. إيناس شويكي

الخليل – فلسطين

2023-2022

إهداء

إلى من بَلَّغَ الرسالة وأدى الأمانة . . ونصح الأمة . . إلى معلمنا الأول سيدنا محمد - صلى الله عليه وسلم -

إلى من علمونا العطاء دون انتظار المقابل . . من قال فيهم رب العزة جل جلاله: "وَخَفِضْ لَهُمَا جَنَاحَ الذُّلِّ مِنَ الرَّحْمَةِ" . أمهاتنا وآبائنا أطال الله أعمارهم .

إلى منارات العلم والمعرفة . . أعضاء الهيئة التدريسية والإدارية .

شكر وتقدير

الشكر لله أولاً وقبل كل شيء، الذي لا ينقطع فضله ولا تنحصر نعمه علينا، والحمد له حمداً لا ينتهي عنده حد ولا ينقطع عنده أجل.

كما نتقدم بجزيل الشكر إلى معلمتنا التي لم تتأخر عن مساعدتنا

أستاذتنا الفاضلة المهندسة إيناس شويكي المشرفة على مشروع تخرجنا.

ولا ننسى أن نشكر أعضاء الميئين التدريسية والإدارية الذين كرسوا وقتهم لمساعدتنا طوال سنوات الدراسة.

المحتويات

1..... الفصل الأول : المقدمة

2..... (1-1) المقدمة :-

2..... (1-2) مشكلة المشروع :-

2..... (1-3) أهداف المشروع :-

3..... (1-4) أسباب اختيار المشروع:-

3..... (1-5) المسلمات :-

3..... (1-6) فصول المشروع :-

4..... (1-8) المخطط الزمني لمراحل عمل المشروع :-

4..... الفصل الثاني : الوصف المعماري للمشروع

6..... (2-1) المقدمة :-

7..... (2-2) لمحة عن المشروع :-

7..... (2-3) موقع المشروع :-

8..... (2-4) أهمية الموقع :-

8..... (2-5) حركة الشمس والرياح :-

8..... (2-5-1) حركة الرياح :-

9..... (2-6) دراسة عناصر المشروع :-

9..... (2-6-1) المساقط الأفقية :-

9..... (2-6-1-1) بئر ماء :-

9..... (2-6-1-2) طابق التسوية :-

10..... (2-6-1-3) الطابق الأرضي :-

11..... (2-6-1-4) الطابق الأول :-

12..... (2-6-1-5) الطابق الثاني :-

13..... (2-7) وصف الواجهات :-

13..... (2-7-1) الواجهة الشمالية :-

14..... (2-7-2) الواجهة الجنوبية :-

15..... (2-7-3) الواجهة الشرقية :-

16.....(2-7-4) الواجهة الغربية :-

17.....(2-8) مقاطع المشروع :-

17.....(2-8-1) المقطع A-A :-

18.....(2-8-2) المقطع B-B :-

19.....(2-9) عناصر الحركة في المبنى :-

19.....(2-9-1) الأدراج :-

19.....(2-9-2) الممرات :-

19.....(2-9-3) المصاعد :-

19.....(2-9-4) وصف الحركة في المبنى :-

19.....(2-9-5) وصف المداخل :-

20.....الفصل الثالث : الوصف الانشائي للمشروع :-

21.....(3-1) المقدمة :-

21.....(3-2) هدف التصميم الانشائي :-

22.....(3-3) الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل :-

22.....(3-4) الاختبارات العملية :-

22.....(3-5) الأحمال :-

22.....(3-5-1) الأحمال الميتة (Dead Loads) :-

23.....(3-5-2) الأحمال الحية (Live Loads) :-

24.....(3-5-3) الأحمال البيئية :-

24.....(3-5-3-1) أحمال الثلوج :-

25.....(3-5-3-2) أحمال الرياح :-

25.....(3-5-3-3) أحمال الزلازل :-

25.....(3-6) العناصر الانشائية :-

26.....(3-6-1) العقدات او البلاطات (Slabs) :-

26.....(3-6-1-1) Ribbed Slabs : العقدات باستخدام الطوب المفرغ :-

27.....(3-6-1-3) Solid Slabs : العقدات المصمتة :-

28.....(Beams) -: (3-6-2) الجسور

28.....(Hidden Beams) -: (3-6-2-1) الجسور المسحورة

28.....(Dropped Beams) (3-6-2-2) الجسور الساقطة

29.....(3-6-3) الأعمدة :-

29.....(3-6-4) جدران القص (Shear Wall) :-

30.....(3-6-5) الأساسات (Foundations)-

31.....(3-6-6) الأدرج (Stairs)

32.....(3-6-7) فواصل التمدد (Expansions Joints) :-

33.....(3-7) البرامج الحاسوبية المستخدمة :-

39.....الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي

35.....(4-1) المقدمة :-

35.....(4-2) الحمل التصميمي FACTORED LOAD :-

36.....(4-3) تحديد سماكة العقدة :-

37.....(4-4) الحمل الحي (LIVE LOAD)

38.....(4-5) تصميم الجزء العلوي للنادي الرياضي (Design of Topping)

40.....(4-6) تصميم عصب العقدة (Design of Ribbed)

47.....(4-7) تصميم الجسر DESIGN OF BEAM

50.....Design of Column 4-8

55.....Design of Shear Wall 4-9

60.....Design of Basement Wall 4-10

65.....Design of Basement Footing 4-11

67.....Design of Isolated Footing F2 4-12

70.....Design of Stairs 4-13

فهرس الجداول

23.....	جدول (3-1) الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع
24.....	جدول (3-2) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني
25.....	جدول (3-3) معامل شكل السطح لأحمال الثلوج.....
37.....	جدول (4-1) أقل سمك للعقدات والجسور بالاتجاه الواحد.....
39.....	جدول (4-2) حساب الحمل الحي على الجزء العلوي للعقدة.....
43.....	جدول (4-3) حساب الحمل الحي على عصب العقدة.....
44.....	جدول (4-4) فحص الانحراف
49.....	جدول (4-5) الأحمال على الجسر BF02.....

فهرس الصور

4.....	الشكل (1-1) المخطط الزمني لمراحل المشروع
7.....	الشكل (2-1) خريطة توضح مداخل قطعة الأرض
9.....	الشكل (2-2) المسقط الأفقي لطابق التسوية
10.....	الشكل (2-3) المسقط الأفقي للطابق الأرضي
11.....	الشكل (2-4) المسقط الأفقي للطابق الأول
12.....	الشكل (2-5) المسقط الأفقي للطابق الثاني
13.....	الشكل (2-6) الواجهة الشمالية
14.....	الشكل (2-7) الواجهة الجنوبية
15.....	الشكل (2-8) الواجهة الشرقية
16.....	الشكل (2-9) الواجهة الغربية
17.....	الشكل (2-10) المقطع a-a
18.....	الشكل (2-11) المقطع b-b
23.....	الشكل (3-1) الحمل الحي للونادي(الصالات) الرياضية
26.....	الشكل (3-4) العناصر الانشائية المكونة للمبنى
27.....	الشكل (3-5) مقطع لعقدات الطوب المفرغ في اتجاه واحد
27.....	الشكل (3-7) العقدات المصممة ذات الاتجاه الواحد
28.....	الشكل (3-11) أشكال الجسور
28.....	الشكل (3-12) أشكال الأعمدة
30.....	الشكل (3-13) جدار القص
31.....	الشكل (3-14) قاعدة منفصلة مفردة
32.....	الشكل (3-15) مقطع عرضي لشكل وتسلح الدرج
33.....	الشكل (4-2) TOPPING LOAD
43.....	الشكل (4-4) شكل الريب المراد تصميمه
44.....	الشكل (4-6) شكل الأبعاد والمسافات ورودود الأفعال للعصب الأول
45.....	الشكل (4-7) جسر في عقدة الطابق الاول bfo2
47.....	الشكل (4-8) ردود الأفعال من العصب رقم 1 على الجسر
48.....	الشكل (4-9) الأحمال المؤثرة على bfo2 والأبعاد والنظام الهندسي للجسر

LIST OF ABBRIVIATIONS

Ac = area of concrete section resisting shear transfer.

As = area of non-prestressed tension reinforcement.

As_c = area of non-prestressed compression reinforcement.

Ag = gross area of section.

Av = area of shear reinforcement within a distance (S).

At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).

b = width of compression face of member.

bw = web width, or diameter of circular section.

C_c = compression resultant of concrete section.

C_s = compression resultant of compression steel. .

d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.

Ec = modulus of elasticity of concrete.

f_c = compression strength of concrete .

fy = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.

h = overall thickness of member.

Ln = length of clear span in long direction of two- way construction

LL = live loads.

Lw = length of wall.

M = bending moment.

M_u = factored moment at section.

M_n = nominal moment.

P_u = factored axial load

S = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.

V_c = nominal shear strength provided by concrete.

V_n = nominal shear stress.

V_s = nominal shear strength provided by shear reinforcement.

V_u = factored shear force at section.

W_c = weight of concrete.

W = width of beam or rib.

W_u = factored load per unit area.

Φ = strength reduction factor.

ε_c = compression strain of concrete = 0.003.

ε_s = strain of tension steel.

ε_s = strain of compression steel.

ρ = ratio of steel area .

التصميم الإنشائي لنادي شباب الخليل الرياضي

الملخص باللغة العربية

فريق العمل

بيان عثمان شرباتي & منار ماجد الننتشة

جامعة بوليتكنك فلسطين - Palestine Polytechnic University

إشراف

م. إيناس شويكي

الملخص

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لنادي شباب الخليل الرياضي ، وذلك لما للتصميم الإنشائي من أهمية فهو من أهم المراحل التي يمر بها المبنى والتي يتم فيها تحديد أماكن الأعمدة و الأنظمة الإنشائية لمختلف عناصر المبنى وذلك يتم تحويل المخططات المعمارية الأولية الى مخططات قابلة للتنفيذ، يهدف المشروع الى عمل تصميم إنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من عقود وجسور وأعمدة وأساسات وجدران وغيرها من العناصر الإنشائية. حيث يتكون المشروع من أربعة طوابق ، بمساحة إجمالية 6045 متر مربع ، على أرض مساحتها 51670 متر مربع بعدة مستويات مختلفة ، يقع في مدينة الخليل في منطقة أبو رمان .

ويتكون المشروع من عدة مراحل تتمثل بدايةً بالتدقيق المعماري للمخططات ، وقد تم اختيار العناصر الإنشائية المختلفة من أعمدة وجسور وعقود بشكل لا يتناقض مع المتطلبات المعمارية للمشروع . وبعد ذلك يمر بمرحلة التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية بمساعدة بعض البرامج التصميمية الإنشائية مثل :- ((BEAMD ، Etab2016) (Safe)) وعرض نتائجها على شكل مخططات تنفيذية ، من الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع تم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_14) .

Work Team

Bayan othman Sharabati

&

Manar majed alnatsheh

جامعة بوليتكنك فلسطين - Palestine Polytechnic University

Supervisor

Eng. Inas shweki

Abstract

The idea of this project is summarized in the structural design of the Hebron Youth Sports Club, because of the importance of the structural design, as it is one of the most important stages that the building is going through, in which the locations of the columns and structural systems for the various elements of the building are determined, thus transforming the initial architectural plans into executable plans, The project aims to make a structural design for all the structural elements contained in the project, such as knots, bridges, columns, foundations, walls and other structural elements. Where the project consists of four floors, with a total area of 6045 square meters, on a plot of 5170 square meters in several different levels, located in the city of Hebron in the Abu Rumman area.

The project consists of several stages represented in the beginning of the architectural scrutiny of the plans, and the various structural elements of columns, bridges and knots have been selected in a way that does not contradict the architectural requirements of the project.

After that, it goes through the structural design stage of the structural elements with the help of some structural design programs such as: (BEAMD), (Safe) (Etabs2016) and presenting its results in the form of executive plans. It is worth mentioning that the Jordanian code was used to determine the live loads, as for the structural analysis and design The sections were used American code (ACI_318_14).

الفصل الأول : المقدمة

1-1 المقدمة.

1-2 مشكلة المشروع.

1-3 أهداف المشروع.

1-4 أسباب اختيار المشروع.

1-5 المسلمات.

1-6 فصول المشروع.

1-7 إجراءات المشروع.

1-8 المخطط الزمني لمراحل عمل المشروع.

(1-1) المقدمة :-

الهندسة بصفة عامة هي الجسد الذي يجمع بين الأدوات التقنية المتاحة والأنشطة والمعرفة، فهي النشاط الاحترافي الذي يستخدم التخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات والخبرة العملية لكي تستطيع أن تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب احتياجات البشرية ، فالهندسة المدنية عموماً هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكاناً انساب وأصلح للعيش فيه.

وهندسة المباني خصوصاً هي الهندسة التي تعتني بجانب توفير المسكن المطلوب بالمواصفات المطلوبة وبالجودة المطلوبة وبالموارد المتاحة لكل فرد في المجتمع.

والمهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والإشراف على التنفيذ للمشروعات المختلفة، ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطاً وثيقاً بأرواح البشر، ومن هنا تنبع أهمية هذا التخصص .

إن التقدم الحضاري له الايجابيات والسلبيات فمن بعض هذه السلبيات إنتشار الأمراض المزمنة وهشاشة العظام ليس بين كبار السن فقط وإنما بين الشباب أيضاً وذلك باعتماد المجتمع على الكسل والراحة وعدم ابداء أي مجهود في أداء أعمالهم فقد حلت السيارات بدل رياضة المشي مما أدى الى ظهور مرض السكري وهشاشة العظام بين فئات المجتمع.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لنادي رياضي لحل تلك المشاكل حيث يتكون من أربعة طوابق ، طابق تسوية وطابق أول ، ثاني ، وثالث .

(1-2) مشكلة المشروع :-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للنادي الرياضي تم اعتمادها لتكون ميداناً لهذا البحث المقترح بناؤه في مدينة الخليل ، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور والأدراج والأساسات والحوائط الحاملة والساندة الخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليها، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ. تم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمه لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

(1-3) أهداف المشروع :-

نأمل من هذا البحث بعد إكماله أن نكون قد وصلنا إلى الأهداف التالية:

- 1) القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
- 2) القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
- 3) تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.

4) إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.

(1-4) أسباب اختيار المشروع:-

تعود اسباب اختيار المشروع الى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الانشائية في المباني ، حيث نهدف في الاساس الى زيادة المعرفة للنظم الانشائية المتبعة في بلادنا وكذلك الاطلاع على الانظمة الغربية وقليلة الاستخدام لاكتساب المعرفة العلمية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الانشائية التي تواجهنا او قد تواجهنا بعد التخرج في سوق العمل ان شاء الله. ويعود أيضا سبب اختيار المشروع حيث يوجد مبنى قديم وسيتم ازالته حيث تم اقتراح المشروع النادي الرياضي مكانه.

(1-5) المسلمات :-

هذا وسوف يتم:

- 1) اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائية المختلفة (ACI-318M-14).
- 2) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (BEAMD)، (Safe)(Etabs2016) وغيرها.
- 3) استخدام برامج الحاسوب الأخرى مثل: Microsoft Word، Microsoft PowerPoint .

(1-6) فصول المشروع :-

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول بالإضافة إلى الملحقات وهي:

الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث وأهدافه.

الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

الفصل الخامس: النتائج والتوصيات.

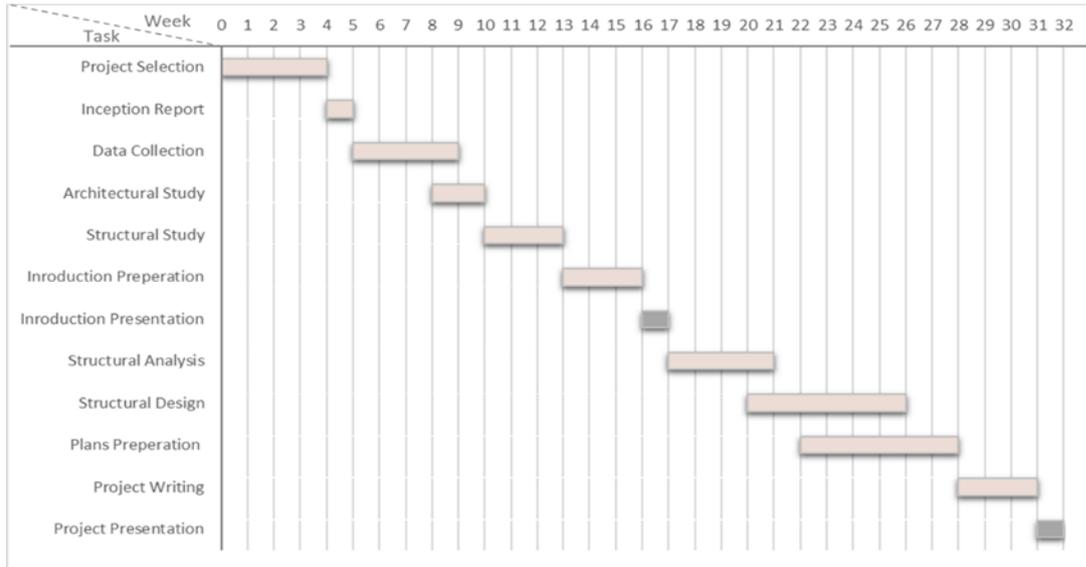
(1-7) إجراءات المشروع :-

- 1) دراسة المخططات المعمارية المقترحة للمشروع كاملةً والتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع وخدماته.
- 2) دراسة المبنى من الناحية الإنشائية واختيار النظام الإنشائي الأنسب لتوزيع العناصر الأساسية لهذا النظام كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يتعارض مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي وعامل الأمان.
- 3) تحديد الأحمال الواقعة على مختلف العناصر الإنشائية وتحليل هذه العناصر إنشائياً لتحديد القوى الداخلية المتولدة في العناصر.
- 4) تصميم العناصر الإنشائية بناءً على نتائج التحليل.
- 5) التصميم باستخدام برامج التصميم المختلفة.
- 6) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

(1-8) المخطط الزمني لمراحل عمل المشروع :-

يقتصر هذا العمل يقتصر هذا العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط ، حيث سيتم العمل خلال فصلين ، مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول الحالي من السنة الدراسية (2022-2023) ، ومشروع التخرج في الفصل الثاني من السنة الدراسية نفسها.

يبين الجدول الملحق رقم (1-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة خلال الفصل الدراسي الثاني والفصل الأول من العام الأكاديمي 2022/2023:-



الشكل (1-1) المخطط الزمني لمراحل المشروع

الفصل الثاني : الوصف المعماري للمشروع

2-1 مقدمة.

2-2 لمحة عن المشروع.

2-3 موقع المشروع.

2-4 أهمية الموقع.

2-5 حركة الشمس والرياح.

2-6 دراسة عناصر المشروع (وصف المساقط الأفقية) .

2-7 وصف الواجهات.

2-8 وصف المقاطع.

2-9 وصف عناصر الحركة في المبنى .

(2-1) المقدمة :-

تعتبر العمارة أحد أبرز العلوم الهندسية، وهي ليست وليدة هذا العصر، بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه وخواتمه، 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 تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها.

إن بساطة المبنى ليست دليلاً على بساطة العمل المعماري، بل إن المبنى على الرغم من البساطة قد يخبئ لنا بين ثناياه من الجمال والفن المعماري في أجزاءه الداخلية ما يجعله يتفوق على الكثير من الأبنية الأخرى، فالمبنى مهما كانت وظيفته يكون قد حقق الشروط المعمارية تماماً عندما يمزج بين جمال الواجهات الحقيقي وشكل المبنى والوظيفة التي سيؤديها ذلك المبنى وبذلك يكون قد نجح معمارياً لأن المفهوم المعماري لا يقتصر على الشكل فحسب كما يظن البعض، وإنما يحقق الوظيفة أيضاً.

وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع، مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور، وقد 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 التهوية 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.

(2-2) لمحة عن المشروع :-

من خلال التجوال في شارعنا الفلسطيني ، وكشف الغطاء عن همومه، نجد حاجة مجتمعنا الملحة إلى وجود نوادي رياضية في مدينة الخليل ، نظرا للعجز في توفير أماكن لممارسة الرياضة ، ويكون الحل بوجود نوادي رياضية ، تراعي المتطلبات الحديثة لأنظمة الصحة والسلامة العامة.

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء نادي رياضي ، حيث يمتاز بجميع المرافق والأقسام اللازمة، كما يمتاز بشكل معماري جميل جداً، أضيف إلى ذلك كله يحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منهما بالموازاة مع كل ما يحتويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشآت.

وبعد أن حصلنا على المخططات المعمارية للمشروع، شرعنا في أعمال التصميم الانشائي بعد دراسة تحليلية ومفصلة لتلك المخططات المعمارية، حيث يتكون المشروع من 4 طوابق أراضية وأول وثاني وثالث، وتتنوع فيهما الخدمات الوظيفية بشكل مناسب مع الحاجة المبتغاة من التصميم.

(2-3) موقع المشروع :-

عند البدء بتصميم أي مشروع فإنه يجب أخذ جملة من الأمور بعين الاعتبار حتى نحصل في النهاية على مشروع جيد يلبي كل الاحتياجات التي أنشئ من أجلها، وأيضاً لا يعاني من أي مشكلات أخرى، وبالتالي نحصل على تناسق بين التصميم المقترح للموقع والعناصر المكونة لذلك الموقع المؤثرة فيه، لذلك فإنه يجب إعطاء فكرة جيدة عن عناصر الموقع من طبيعة الأرض المقترحة للبناء وارتباطها بالشوارع الرئيسية لتلك المنطقة، وأيضاً فإنه يجب الأخذ بعين الاعتبار وضع المبنى بالنسبة لحركة الشمس من الشروق إلى الغروب وطبيعة الرياح واتجاهها، أضيف إلى ذلك طبيعة المباني المحيطة بالمنشأ نفسه ومدى ارتفاعها.

تقع قطعة الأرض في مدينة الخليل في منطقة أبو رمان وهو مشروع مقترح على أرض مساحتها 5170 متر مربع، مطلة على شارع رئيسي بعرض 9 متر، و يوجد مدخل من شارع فرعي بعرض 4 متر.



الشكل (2-1) خريطة توضح مداخل الأرض

(2-4) أهمية الموقع :-

تتمتع هذه المنطقة بموقع متميز على المستوى الجغرافي والحيوي ووجود هذه المنشآت فيها يزيد من حيوية المنطقة. والمميزات التي توافرت في موقع هذا المشروع تم مراعاتها وهي على النحو الآتي:

- (1) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع.
- (2) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
- (3) حيوية المنطقة.
- (4) سهولة الوصول إلى الموقع.
- (5) احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.

(2-5) حركة الشمس والرياح :-

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى اتجاه الشمس مع حمايته من السطوح الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، كما ويوفر الانارة الطبيعية للمبنى. للرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.

(2-5-1) حركة الرياح :-

في فصل الشتاء :-

- (1) الرياح المرافقة للمنخفضات الجوية :- ويترتب عليها اضطراب الهواء وهبوب رياح جنوبية غربية عاصفة ممطرة في الغالب .
- (2) رياح تعقب المنخفضات الجوية :- وهي رياح شمالية غربية باردة نسبيا تعمل على تصفية الجو من الغيوم .

في فصل الصيف :-

- (1) الرياح الغربية والشمالية الغربية :- أغلبها تهب على شكل أنسمة بحرية قادمة نهارا من البحر المتوسط وهي تلتف حرارة شهور الصيف لاسيما في المناطق الجبلية .
- (2) الرياح الشرقية والشمالية الشرقية :- وتعتبر جزءا من الرياح الموسمية ، وهي جافة وحارة نسبيا خلال أواخر الصيف .

(2-6) دراسة عناصر المشروع :-

(2-6-1) المساقط الأفقية :-

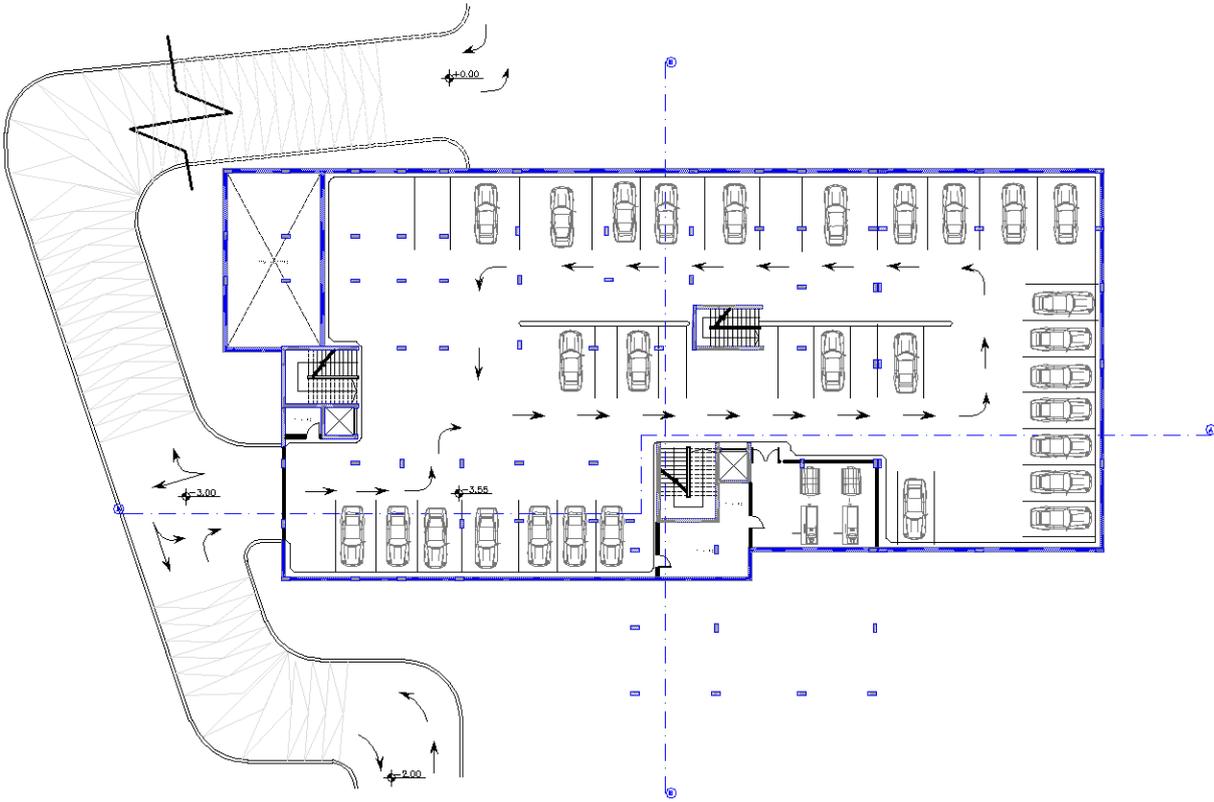
يتكون المشروع من بئر ماء و 4 طوابق ، بحيث يحتوي كل طابق على العديد من الاقسام والفعاليات الخاصة به.

(2-6-1-1) بئر ماء :-

تبلغ مساحته 77 متر مربع ، ومنسوبه 3.55- عن مستوى سطح الأرض .

(2-6-1-2) طابق التسوية :-

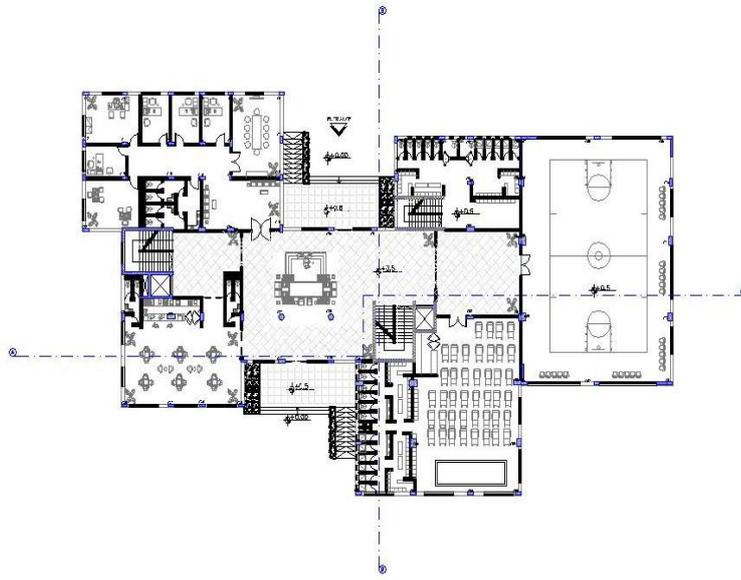
تبلغ مساحته 1620 متر مربع ، ومنسوبه 3.55- عن مستوى سطح الأرض ، ويستعمل كموقف للسيارات يحتوي على مدخل ومخرج للسيارات ويحتوي على مصعد وغرف للكهرباء والماتورات والبويلر ويحتوي على بئر الماء .



الشكل (2-2) المسقط الأفقي لطابق التسوية

(2-6-1-3) الطابق الأرضي :-

تبلغ مساحته 1475 متر مربع ، ومنسوبه +0.5 فوق مستوى سطح الأرض حيث مكون هذا الطابق من :-
منطقة استقبال، ريسبشن، الادارة، كافيتيريا، مسرح و قاعة متعددة الاغراض.

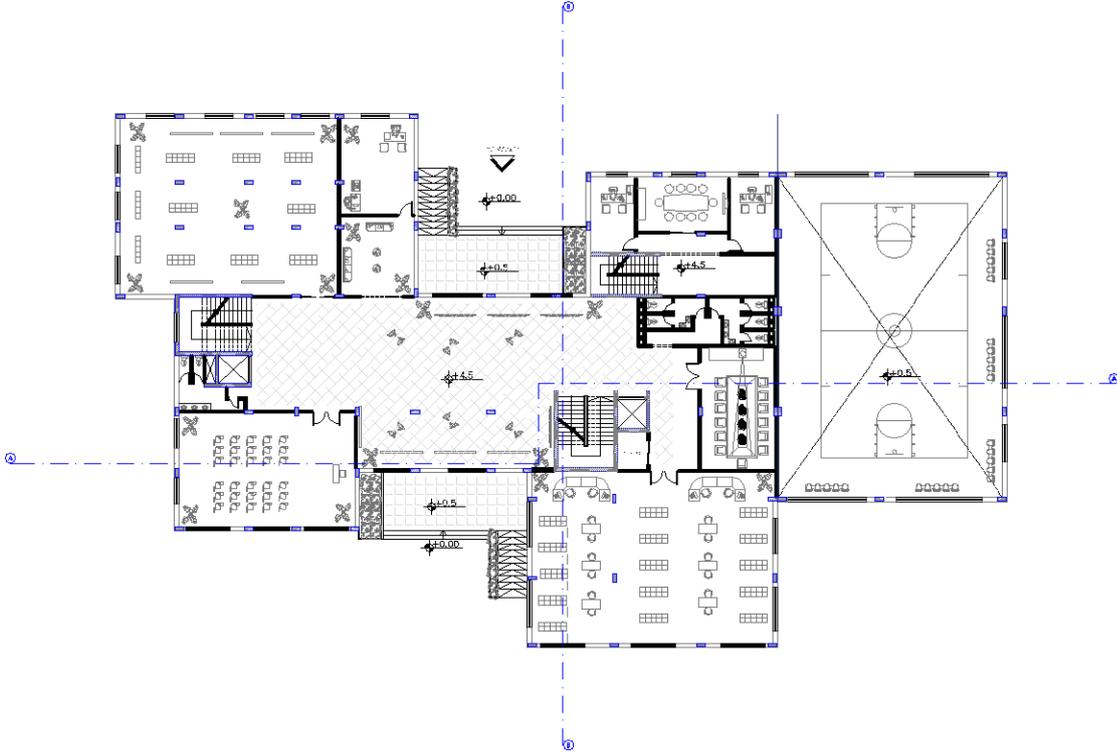


Palestine Polytechnic University Technology and Engineering College Civil Department		
Instructor of graduation project		
Shabab Al-Khalid Sports Club		
Notes:- all levels in M all dimensions in M		
DRAWING TITLE :		
Furniture First Floor		
Supervisor		
ENG. INAS SHWEEL		
Drawn by :-		
BAYAN SHARABATI, MANAR NATSHEH		
SCALE	No. of SHEET	DATE
1/200	A7	2023

الشكل (2-3) المسقط الأفقي للطابق الأرضي

(2-6-1-4) الطابق الأول :-

تبلغ مساحته 1475 متر مربع ، ومنسوبه +4.5 فوق مستوى سطح الأرض حيث مكون هذا الطابق من :-
معرض متعدد الاستخدام ، قاعة تدريس، مكتبة، طابق لخدمات القاعة المتعددة الأغراض وغرفة اجتماعات.

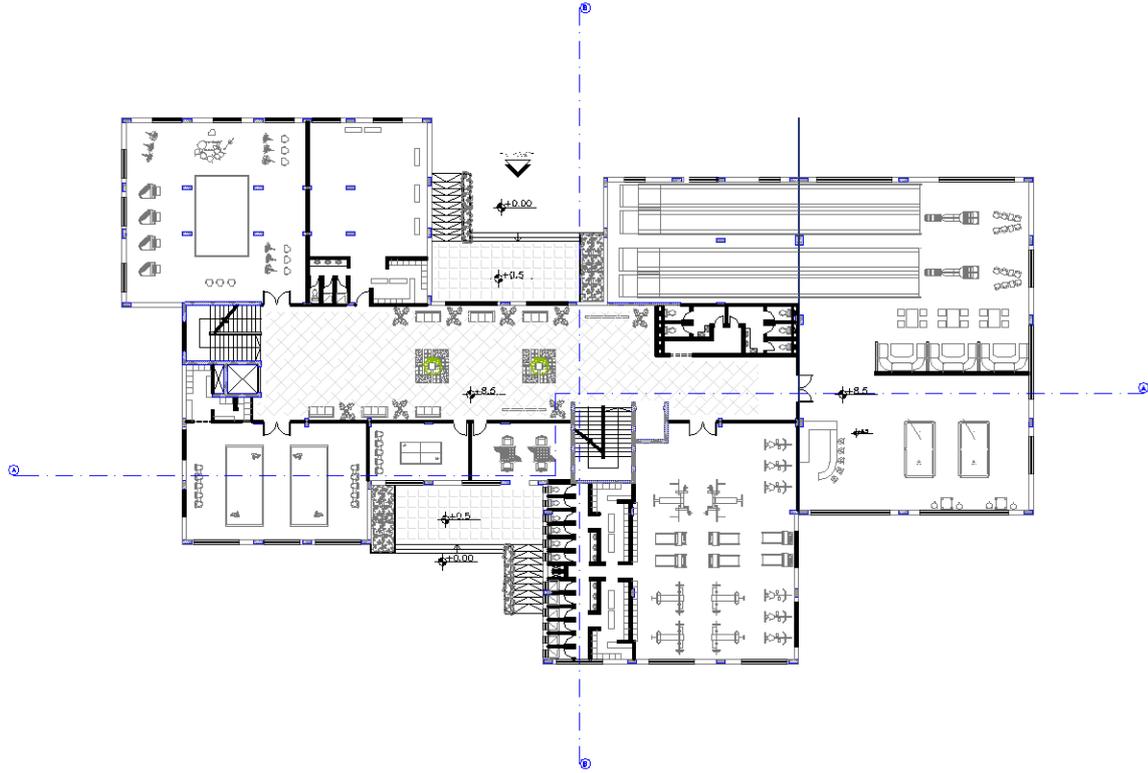


الشكل (2-4) المسقط الأفقي للطابق الأول

(2-6-1-5) الطابق الثاني :-

تبلغ مساحته 1475 متر مربع ، ومنسوبه +8.5 فوق مستوى سطح الأرض حيث مكون هذا الطابق من :-

قاعة موسيقى، قاعة لياقة بدنية، صالة لعب بولينج و قاعات متعددة الاستخدام.



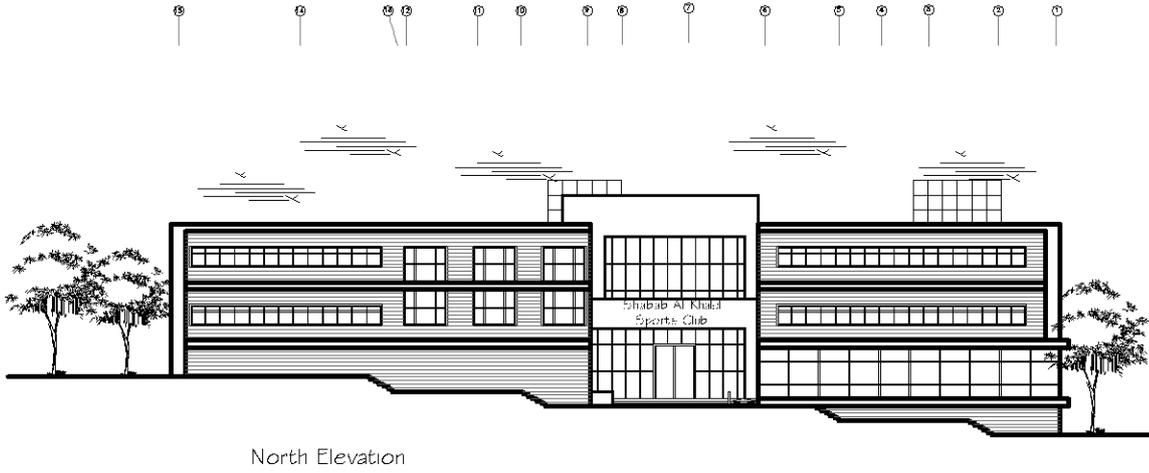
الشكل (2-5) المسقط الأفقي للطابق الثاني

(2-7) وصف الواجهات :-

ان اهتمام أي مهندس معماري بالواجهات يكون كبيرا ، حيث أن الواجهات يجب أن يكون منظرها العام منسجم مع طبيعة المبنى واستخداماته ، لذا على المهندس مراعاة كل تفصيلا من تفاصيل الواجهة من حيث المواد المستخدمة فيها ، وتوزيع الفتحات ، وتفاوت المناسيب والتراجعات ، وغيرها من العوامل التي تبرز جمال تصميم الواجهة .

(2-7-1) الواجهة الشمالية :-

بداية يظهر في هذه الواجهة اختلاف المناسيب ، بالإضافة الى مجموعة من العناصر تظهر فيها بشكل متناسق ومتناسق لتبرز الجمال المعماري .



الشكل (2-6) الواجهة الشمالية

(2-7-2) الواجهة الجنوبية :-

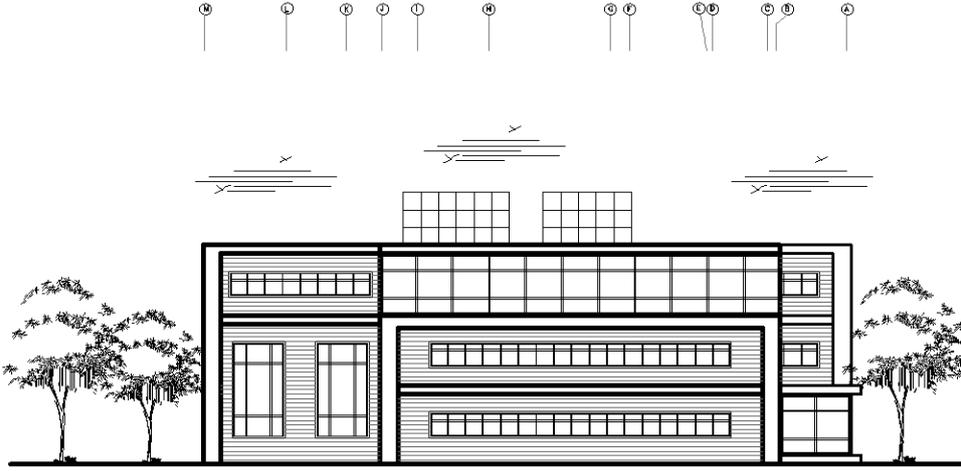
حيث يظهر فيها جمالية التصميم المعماري بالإضافة الى انها تعد الواجهة الرئيسية في المبنى ويظهر هنا الجمال المعماري والتنسيق في ترتيب الواجهات، بالإضافة لوجود المدخل الرئيسي.



الشكل (2-7) الواجهة الجنوبية

(2-7-3) الواجهة الشرقية :-

تظهر في هذه الواجهة الجمال المعماري ومستوى الأرض لهذه الجهة من النادي ، ونجد هنا الابداع المعماري ظاهرا .

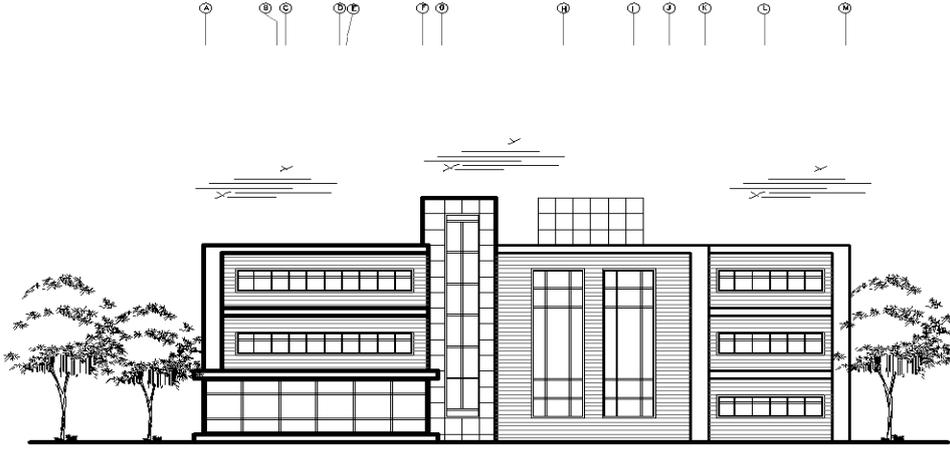


East Elevation

الشكل (2-8) الواجهة الشرقية

(2-7-4) الواجهة الغربية :-

تظهر في هذه الواجهة الجمال المعماري ومستوى الأرض ، ونجد هنا الابداع المعماري ظاهرا من التناسق الموجود إضافة بدورها طابعا جماليا وحيويا للواجهة .

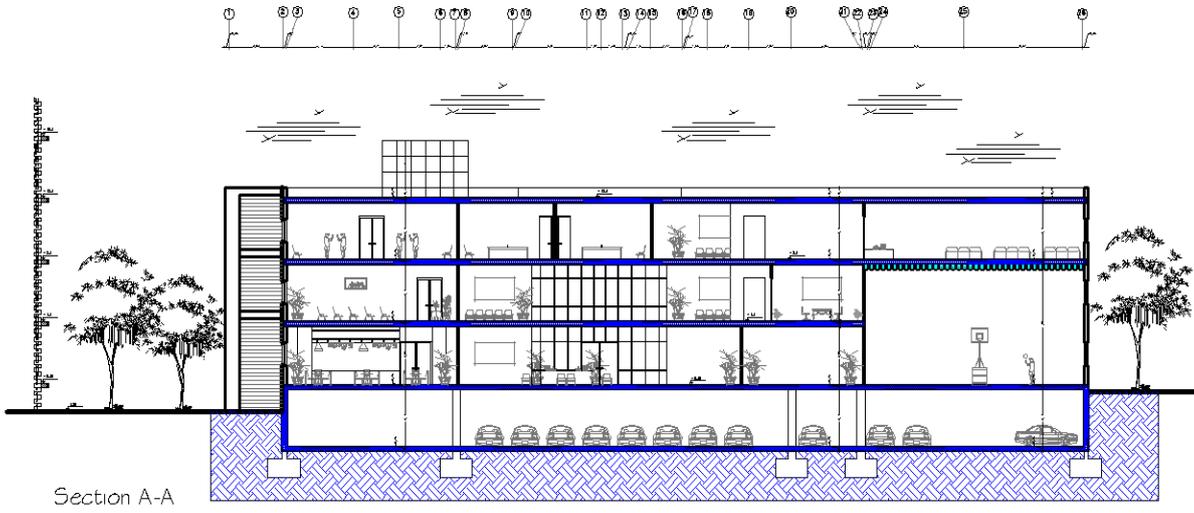


West Elevation

الشكل (2-9) الواجهة الغربية

(2-8) مقاطع المشروع :-

(2-8-1) المقطع A-A :-



الشكل (2-10) المقطع A-A

المقطع B-B (2-8-2) :-



Section B-B

الشكل (2-11) B-B

(2-9) عناصر الحركة في المبنى :-

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواء من داخل النادي إلى خارجه أو بالعكس، حيث تقع طوابق النادي على مستويات مختلفة فوق مستوى سطح الأرض، وتتنوع أشكال الحركة إلى أفقية في المستوى الواحد من خلال الممرات والمساحات الفارغة، حيث تتناسب الحركة مع وظيفة الفراغ، وأيضاً الحركة الرأسية من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية بين مستويات الطوابق المختلفة.

(2-9-1) الأدراج :-

لقد تم تزويد النادي بثلاثة أدراج رئيسية ، حيث تم رصد الموقع المناسب لهم على مساحة هذا المبنى لكي يخدم كل المبنى، وتتميز هذه الأدراج بموقعها المناسب للمساحات التي سيخدمونها، إضافة إلى وقوعهم بالقرب من أماكن الحركة الرئيسية للتنقل بين الأقسام المختلفة، أضف إلى ذلك أنهم واضحين للجميع ولا يحتاج إلى الإرشاد حتى يستدل عليهم.

(2-9-2) الممرات :-

يتمتع المشروع بمساحات جيدة لأغراض الممرات بين الأقسام والغرف المختلفة، كما أن شكل النادي يعطي فرصة جيدة لتوفر مثل هذه الممرات التي توفر الحركة الأفقية في المبنيين وصولاً إلى الأدراج والمصاعد.

(2-9-3) المصاعد :-

لقد تم تزويد النادي بمصاعد مرافقة للأدراج مما وفر لهما الموقع المناسب بالقرب من أماكن الحركة الرئيسية للتنقل بين الأقسام المختلفة، أضف إلى ذلك أنها مرئية للجميع ولا تحتاج إلى الإرشاد حتى تستدل عليها.

(2-9-4) وصف الحركة في المبنى :-

يوجد أكثر من شكل للحركة في المبنى ، لأن طوابقه تختلف عن بعضها البعض بالمناسيب ، فهناك الحركة العمودية من خلال الأدراج والمصعد ، وهناك الحركة الأفقية من خلال الطابق نفسه .

(2-9-5) وصف المداخل :-

ان وجود أكثر من مدخل في المشروع أمر مهم جداً لضمان راحة الناس واستعداداً لأي طارئ قد يحدث في أحد المداخل .

الفصل الثالث : الوصف الانشائي للمشروع:-

3-1 مقدمة.

3-2 هدف التصميم الإنشائي.

3-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل.

3-4 الاختبارات العملية.

3-5 الأحمال.

3-6 العناصر الإنشائية.

3-7 البرامج الحاسوبية المستخدمة.

(3-1) المقدمة :-

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحة تماماً للمشروع المراد إنشاؤه، فبعد الانتهاء من الفصل الثاني يصل بنا المطاف إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع والمقصود مرحلة التصميم الإنشائي.

إن الغرض من عملية تصميم المنشآت، هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها، مع احتواء العناصر الإنشائية على أعداد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية، بالإضافة إلى توفير عامل مهم وهو الأمان. لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشملها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر بحيث تحقق العاملين السابقين إضافة إلى عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعية، ولذلك فإن هذا يتطلب وصفاً شاملاً للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقاً في بنود هذا المشروع من أجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل. وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

(3-2) هدف التصميم الإنشائي :-

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية، ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل ورياح وثلوج وهبوط التربة، أي أن يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة، وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية. ولهذا فإن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (ACI 318M-14)، واستخدام الكود الأردني للأحمال لتحديد الأحمال الحية. وباستخدام مجموعة من البرامج الحاسوبية لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترايط والحصول في النهاية على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة عليه وتقديم مخططات تنفيذية متكاملة للمشروع.

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

1. عامل الأمان (Factor of Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى والإجهادات الناتجة عنها.
2. التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة وكافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
3. حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي ترخيم زائد (Deflection) وتجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
4. الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

(3-3) الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل :-

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسياً مهماً 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 المطلوب والأمن وطريقة العمل المناسبة.

(3-4) الاختبارات العملية :-

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات، ويتم ذلك بعمل ثقب استكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة، وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها. ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات:

مقدار قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الاستنادية والذي يعتمد على نوع التربة .

(3-5) الأحمال :-

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ والتي يتم تصميم المنشأ ليحملها. إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لأن أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة، وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حده لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه. ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي:

(3-5-1) الأحمال الميتة (Dead Loads) :-

وهي الأحمال المستقرة والثابتة مع ثبات المنشأ الناتجة عن الجاذبية وتنقسم إلى قسمين: الأحمال التي تأتي من العناصر الإنشائية الخاصة بتشطيب المبنى، والأحمال القادمة من أوزان العناصر الإنشائية بذاتها كالبلطات والجسور والأعمدة والأساسات وغيرها، ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

ويدخل ضمن تعريف الأوزان الذاتية للمنشأ الخرسانة المستخدمة وحديد التسليح والجدران الخارجية، وأعمال الأرضيات، ومواد العزل، والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج، والقضبان والتمديدات الكهربائية والصحية والأتربة المحمولة. والجدول رقم (3-1) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسب كود الأحمال والقوى الأردني.

المادة (Material)	الكثافة النوعية (Weight (KN/m ³))
البلاط (Tile)	23
المونة الأسمنتية (Mortar)	22
الرمل (Sand)	16
القضارة (Plaster) لجميع العناصر الإنشائية	22
الطوب الأسمنتي المفرغ (Hollow Block 24cm)	14
الخرسانة المسلحة (Reinforced Concrete)	25

جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في المشروع

(3-5-2) الأحمال الحية (Live Loads):

هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة، وتحدد الأحمال الحية على أي جزء من المنشأ تبعاً لوظيفة الاستثمار لهذا الجزء، وعادة تحدد كودات البناء المعمول بها في كل بلد الأحمال الحية الدنيا الواجب اعتمادها في التصميم بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة، وأحمال القصور الذاتي، وسيتم اعتماد الكود الأردني للحصول عليها خلال هذا البحث، ويمكن تصنيفها كالتالي:

1. الأحمال الديناميكية: مثلاً الأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.
2. الأحمال الساكنة: والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت إلى آخر، كأثاث البيوت والقواطع والأجهزة الكهربائية، والآلات الإستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة.
3. أحمال الأشخاص: وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار العامل الديناميكي في حالة وجوده، مثلاً في الملاعب والصالات والقاعات العامة.
4. أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات الخشبية والرافعات.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kN/m ²)
1	صالات نوادي رياضية	5

جدول (3-2) Live load الحمل الحي حسب طبيعة الاستخدام

(3-5-3) الأحمال البيئية :-

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية، وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال الرياح، وهذه الأحمال تعتبر أحمالاً متغيرة من ناحية المقدار والموقع. وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه، وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد سرعة الرياح القصوى. والعناصر التي يُعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة، والارتفاع للمبنى، وموقعه بالنسبة للأبنية المحيطة به، وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع.

وفيما يلي بيان كل حمل على حدا:

(3-5-3-1) أحمال الثلوج :-

يتم تقييم أحمال الثلوج من خلال معرفة الوزن النوعي للثلج والارتفاع عن سطح البحر وميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج. ويتعين أخذ حالات تحميل الثلج المتعددة في الاعتبار عند التصميم للتأكد من أنماط حمل الثلج المختلفة التي يمكن أن تحدث، وكل حالة تحميل يمكن أن تتطلب استخدام واحد أو أكثر من قيم معاملات الشكل المختلفة لحمل الثلج. واعتماداً على أنماط حمل الثلج المأخوذة في الاعتبار يجب معاملة حمل الثلج على سقف المبنى إما على أساس أنه حمل منتظم التوزيع أو حمل متغير التوزيع فوق كامل سقف المبنى أو فوق جزء منه. يعتمد نمط تراكم الثلج على سرعة الرياح واتجاهها ونوع الثلج والشكل الخارجي للسقف وعلى أماكن السقوف وارتفاعاتها وعلى العوائق المحيطة، ويمكن أن تتسبب الرياح في إعادة توزيع الثلج مما يؤثر في توزيع الحمل على كامل سقف المبنى. لتحديد قيم معاملات الشكل يلزم معرفة شكل سقف المبنى وزاوية ميلانه سواء كان منبسطة أو مائلا أو غيرها من التصنيفات الواردة في الكود الاردني. حيث يتم حساب حمل الثلج على سقف المبنى (S_d) باستخدام الجدول (3-3) (2) المأخوذ من كود القوى والحمال الاردني لحساب حمل الثلج الموقعي للأرض (S_o) من خلال تعويض ارتفاع المنطقة (h) في المعادلة، ومن ثم يتم ضرب هذه القيمة في معامل الشكل (μ_i) الذي يعتمد بالأساس على زاوية ميلان السطح (α) باستخدام الجدول رقم (3-3) المأخوذ أيضا من الكود.

أحمال الثلوج (S_o) (Snow Loads) (KN / m^2)	ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر (m)
0	$h < 250$
$(h - 250) / 800$	$500 > h > 250$
$(h - 400) / 320$	$1500 > h > 500$

جدول (3-3) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني

$60^\circ \leq \alpha^\circ$	$30^\circ < \alpha^\circ < 60^\circ$	$0^\circ \leq \alpha^\circ \leq 30$	زاوية ميل السقف α°
$\mu_1 = 0$	$\mu_1 = 0.8 \left[\frac{60 - \alpha}{30} \right]$	$\mu_1 = 0.8$	معامل الشكل μ_1

جدول (3-4) معامل شكل السطح لأحمال الثلوج

وسيتم توضيح حساب حمل الثلج المؤثر على سطح المبنى خلال الفصل القادم مع العلم بأن أعلى ارتفاع لأرض الموقع 1550م.

حيث يتم حساب أحمال الثلوج من خلال المعادلة :-

$$SL = (h-400)/320$$

$$SL = (1550-400)/320 = 3.59 \text{ KN/m}^2.$$

(3-5-3-2) أحمال الرياح :-

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الأخرى.

(3-5-3-3) أحمال الزلازل :-

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى وهي عبارة عن أحمال رأسية تؤثر على المنشأ مؤدياً إلى تولد مجموعة من العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللي، وأحمال أفقية تنتج قوى القص التي تُقاومُ بجدران القص الموجودة في المنشأ، وتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعاً إلى الكود الأمريكي المستخدم (UBC).

(3-6) العناصر الإنشائية :-

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر:

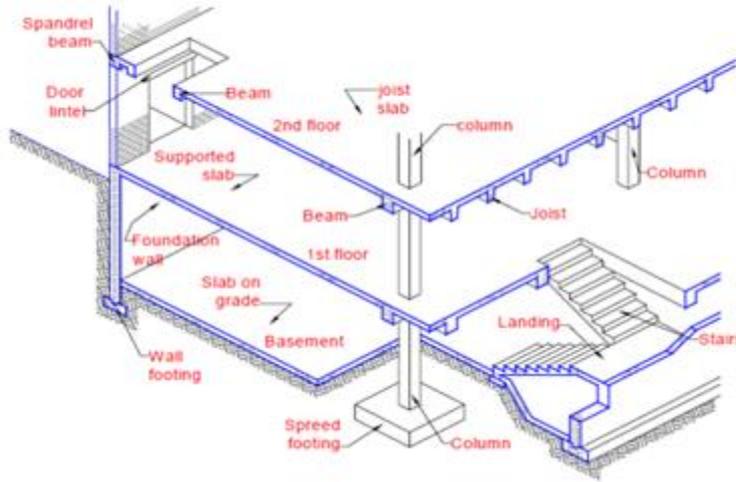
- 1) الأساسات (Foundations).
- 2) الأعمدة (Columns).
- 3) الجسور (Beams).
- 4) العقدات (Slabs).
- 5) جدران القص (Shear walls).

(6) الأدرج (Stairs).

(7) الجدران الاستنادية (Retaining Walls).

(8) فواصل التمدد (Expansion Joints).

يوضح الشكل (3-1) بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى:



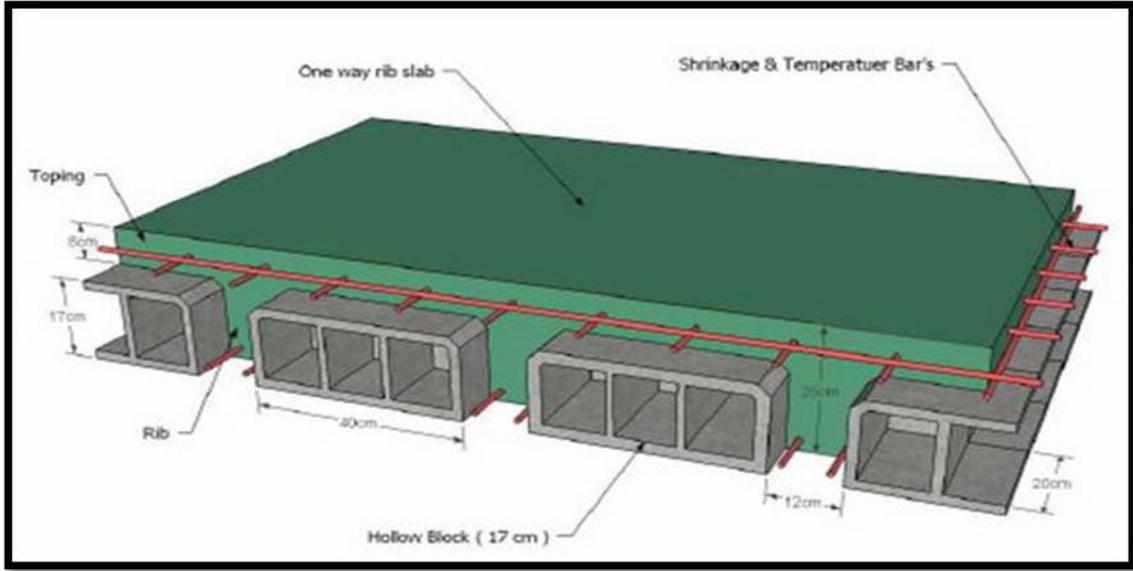
الشكل (3-1) العناصر الإنشائية للمبنى .

(3-6-1) العقدات او البلاطات (Slabs) :-

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، ونظراً لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع، وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار أنواع معينة من العقدات حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام، والذي سيوضح في التصميم الإنشائية في الفصول اللاحقة، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :

(3-6-1-1) العقدات العصب بالاتجاه الواحد One Ribbed Slabs :-

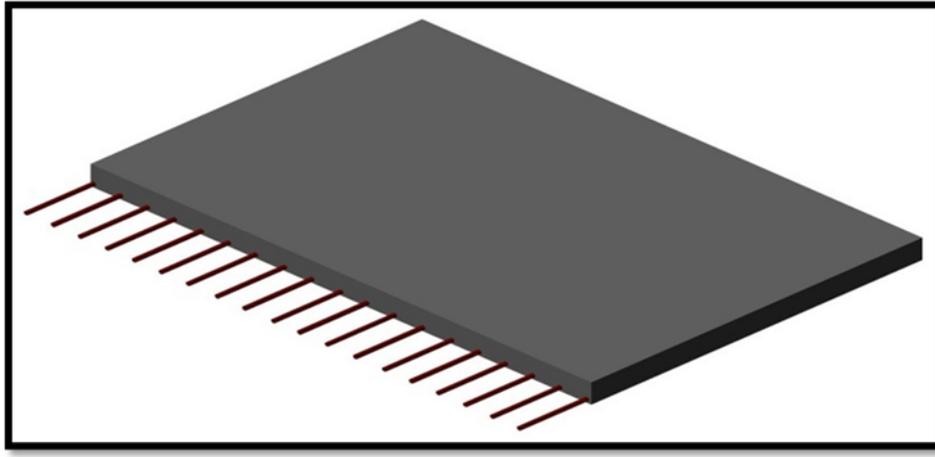
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاط وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-2).



الشكل (3-2) العقدات العصب ذات الاتجاه الواحد .

(3-6-1-2) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية, كما في الشكل (3-3):-



الشكل (3-3) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد .

(3-6-2) الجسور (Beams) :-

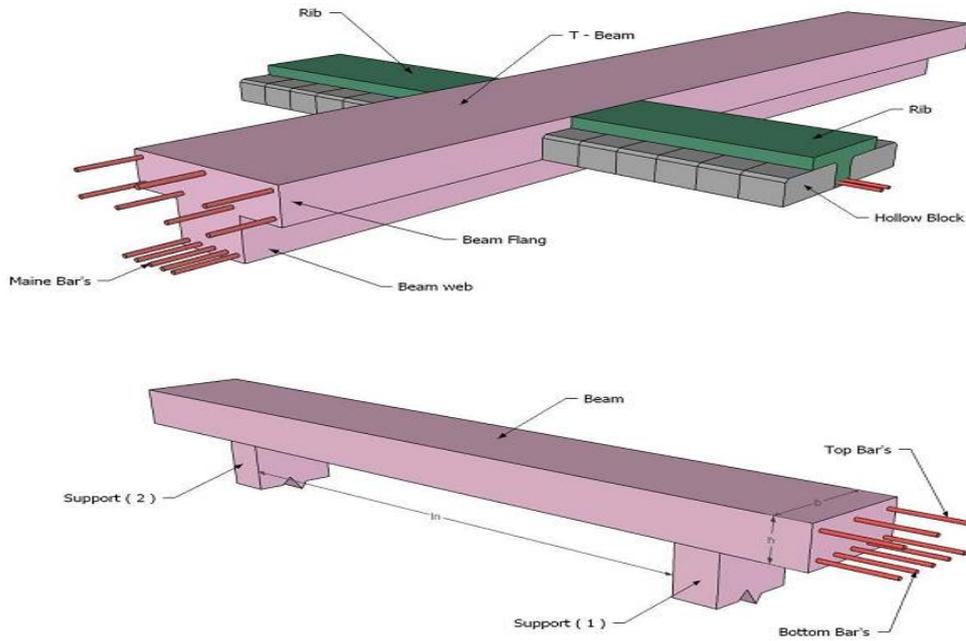
وهي عناصر إنشائية أساسية تتلقى الأحمال من العقدات والأعصاب وتعمل على نقلها إلى الأعمدة، وتقسم إلى:

(3-6-2-1) الجسور المسحورة (Hidden Beams) :-

وهي الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة، وتستخدم مع عقدات الطوب المفرغ لأن جساءة (Stiffness) العقدة يكون أقل من الجسر فلا يؤثر كونها نفس السماكة على نقل الأحمال.

(3-6-2-2) الجسور الساقطة (Dropped Beams)

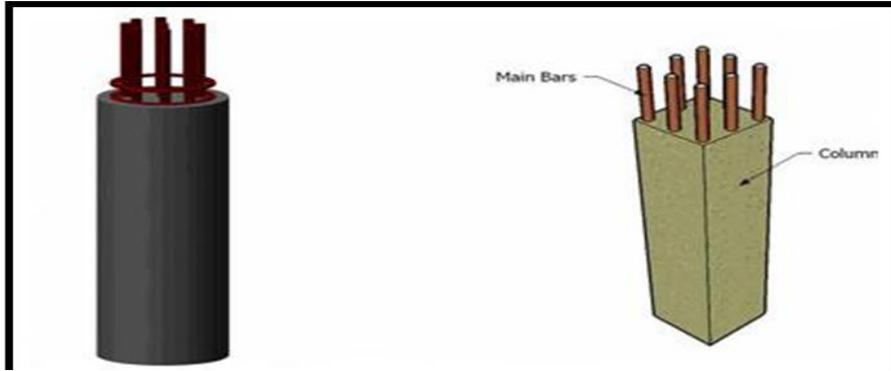
هي عبارة عن جسور يكون جزء منها بارز عن أسفل العقدة (slab) يعني عمق الجسر أكبر من عمق العقدة، وتستخدم وتستخدم الجسور الساقطة إذا كان هنالك عزوم كبيرة تحتاج إلى كمية حديد كبيرة وعرض جسر كبير في حالة استخدام الجسور المخفية لئلا نلجأ إلى استخدام الجسور الساقطة للتخفيف من كمية الحديد وذلك بسبب زيادة قيم I. ويظهر الشكل (4-6) أشكال الجسور.



الشكل (3-4) أشكال الجسور

(3-6-3) الأعمدة :-

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين، الأعمدة القصيرة (Short) والأعمدة الطويلة (Long). ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل والدائري والمضلع والمربع. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متساوية من حيث الطول، ومن حيث الشكل فهي مستطيلة الشكل، ويظهر الشكل (3-5) شكل أنواع الأعمدة.



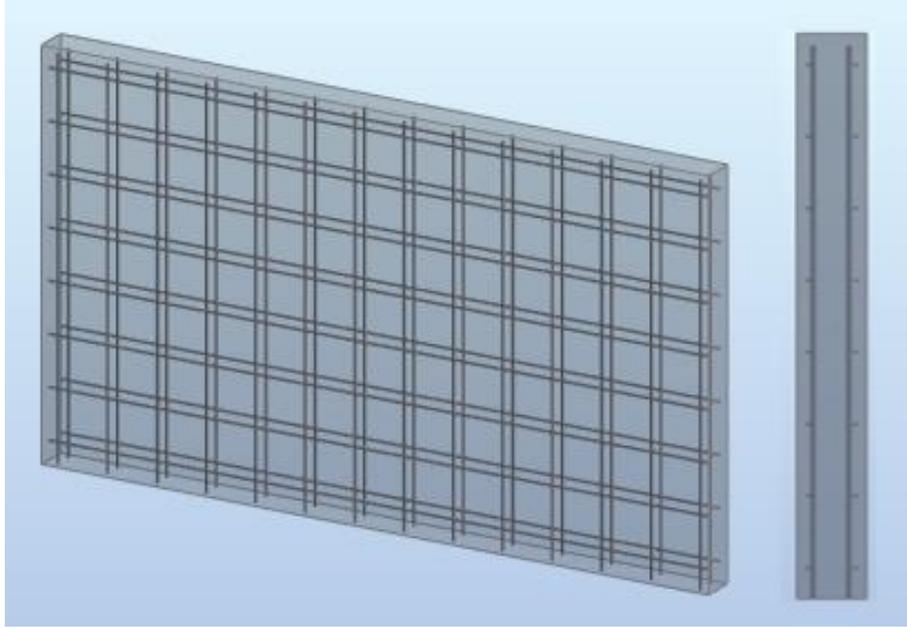
الشكل (3-5) أنواع الأعمدة.

(3-6-4) جدران القص (Shear Wall) :-

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (Shear Walls)، وهذه الجدران تسلك بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية كما يظهر في الشكل (3-6).

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة حيث يتم وضع جسر في اعلاه بعرض أكبر من عرض الجدار حتى لا تكون اعصاب وطوب العقدة محملة بشكل مباشر على الجدار ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن.

كما أن هذه الجدران يجب أن تكون كافية لتقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية، وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة، وتتمثل هذه الجدران، بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى.



الشكل (3-6) جدار القص

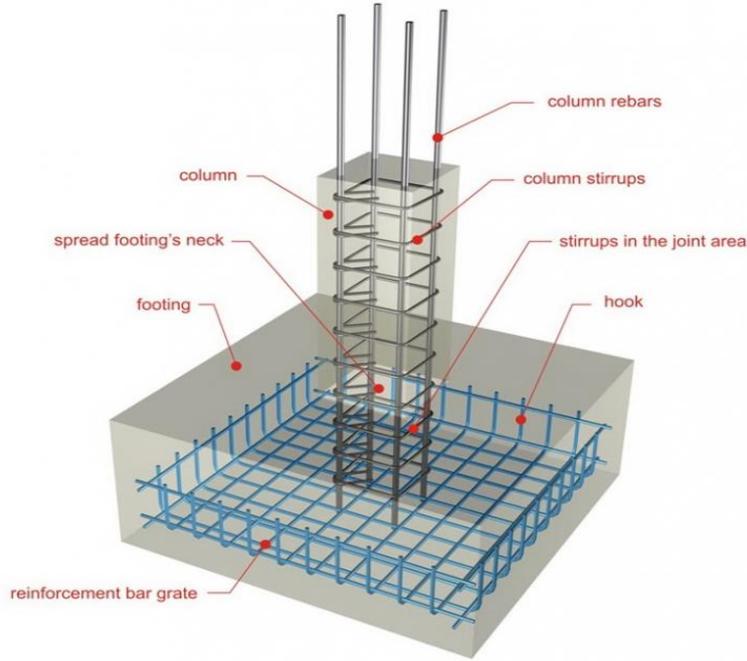
(3-6-5) الأساسات (Foundations) :-

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.

وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض، فالأحمال الواقعة على العدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيراً إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضاً الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضاً الأحمال الحية داخل المبنى. وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، وبناءً على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس.

والأساس قد يكون قريباً من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وهذا النوع يكون بعدة صور كأن يكون أساساً شريطياً (Strip Foundation)، أو أساس قاعدة منفصلة (Isolated Footing) كما في الشكل (3-7) الذي يظهر شكل وتسليح القواعد المنفصلة، أو أساسات لبشة أو حصيرة (Mat Foundation).

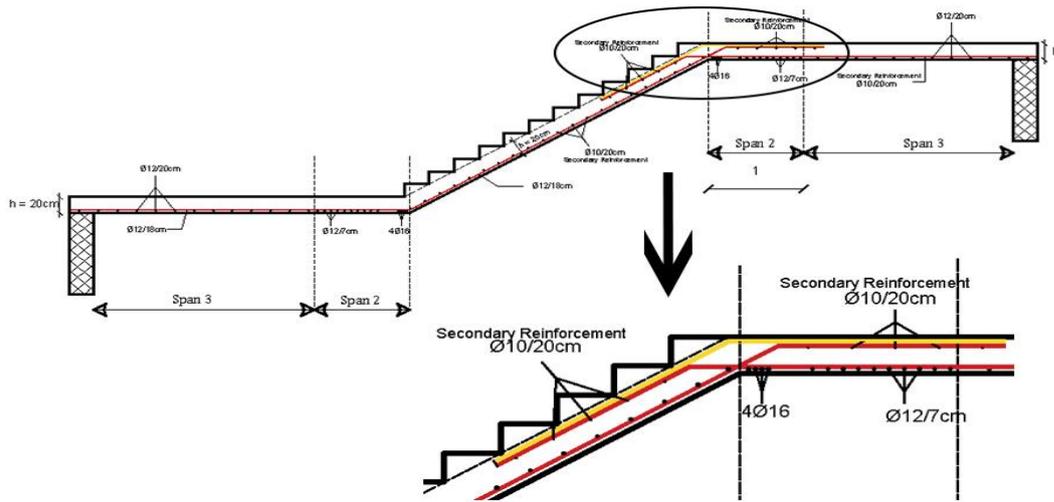
وقد يكون عميقاً داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأفوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق (Deep Foundation) حيث يتم اللجوء إليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء إلى اختراق التربة إلى أعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية (Piles Foundation).



الشكل (3-7) قاعدة منفصلة (مفردة).

(3-6-6) الأدرج (Stairs):-

الأدرج عبارة عن العنصر المعماري والإنشائي المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة. ويتم تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عقدة مصممة في اتجاه واحد حيث يظهر الشكل (3-8) تسليح الدرج، وتم استخدامها في هذا المشروع بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع.



الشكل (3-8) مقطع عرضي لشكل وتسليح الدرج

(3-6-7) فواصل التمدد (Expansions Joints):-

تعمل هذه الفواصل لاحتواء أي تغيرات حجمية في الخرسانة نانجة عن اختلاف درجات الحرارة أو إنكماش الخرسانة أو الحركة الرأسية الناشئة عن اختلاف قيمة الأحمال في أجزاء المبنى الواحد أو اختلاف نوعية التأسيس وتسمح هذه الفواصل لأجزاء المبنى بالحركة ومنع أي تشكلات أو إجهادات غير مرغوب فيها يمكن أن تنشأ عن منع هذه الحركة. ويجب الاهتمام بتنفيذ هذه الفواصل لكي لا تكون مصدرا لتسرب المياه أو السوائل أثناء الحركة النسبية لأجزاء الفاصل ويتم تحديد أماكن هذه الفواصل بواسطة المهندس المصمم وطبقا للرسومات والمواصفات التفصيلية الخاصة بها.

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي :-

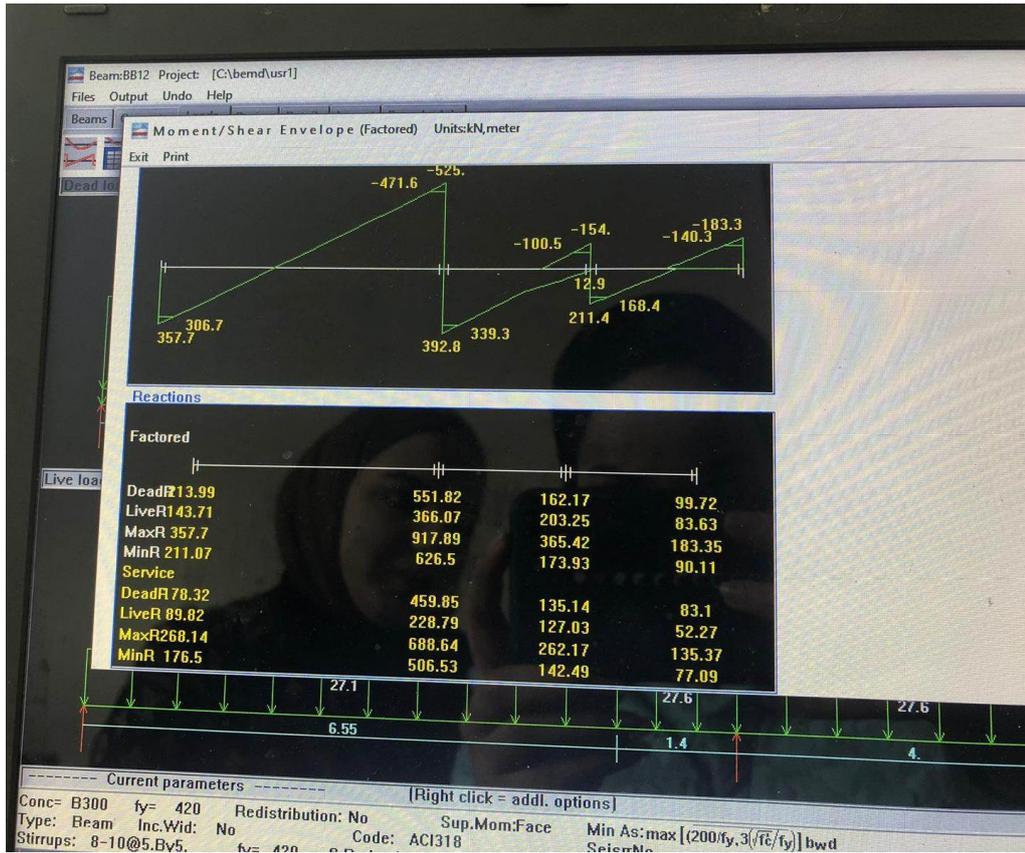
من 40 إلى 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .

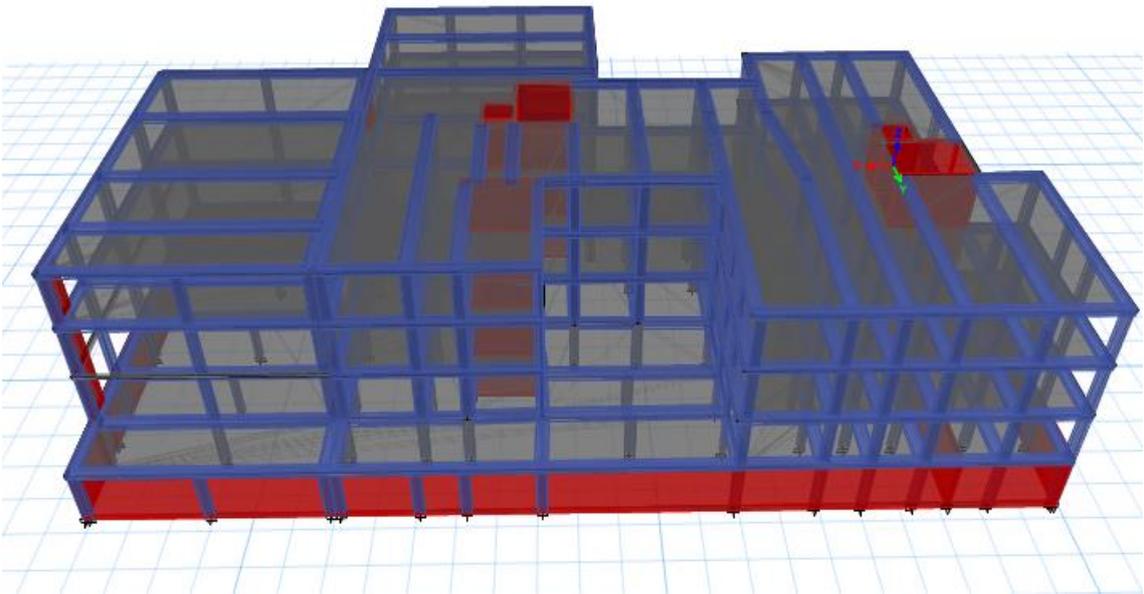
من 30 إلى 35 م في المناطق الحارة . و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف . و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الاستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد.

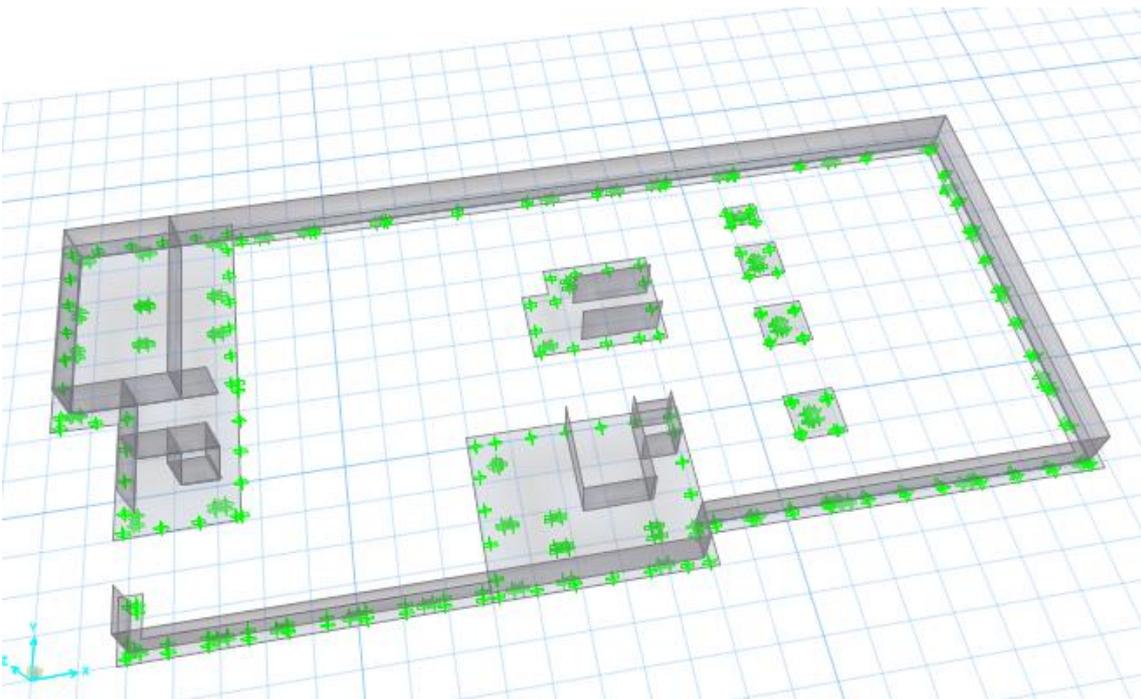
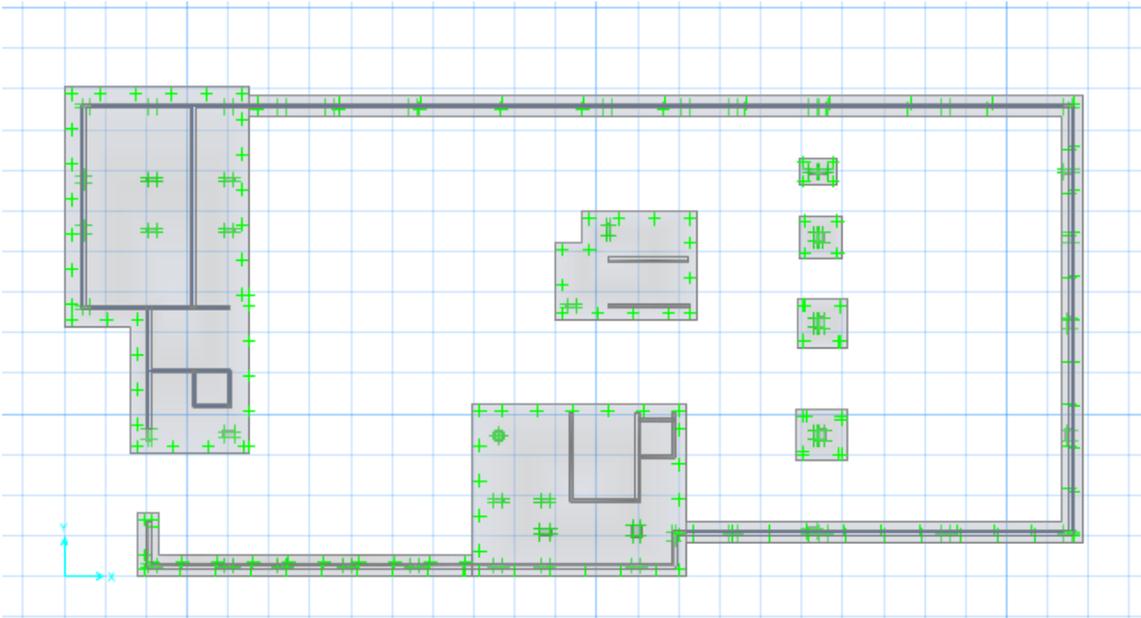
(3-7) البرامج الحاسوبية المستخدمة :-

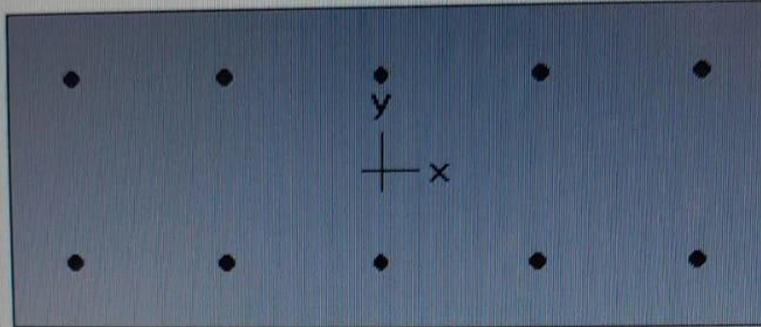
1. AutoCAD (2018) for Drawings Structural and Architectural.
2. For Text Edition) Microsoft Office (2019).
3. Excel .
4. Atir 12.
5. Safe 2016.
6. Etabs 2016.
7. SAP 2000.

	NO OF COL	FACTORED				SERVICE			
		DL		LL		DL		LL	
		#B	#B	#B	#B	#B	#B	#B	#B
FINAL LOAD	1	1	4	1	4	1	4	1	4
547.57		67.16	27.68	27.99	0	55.97	23.07	17.49	0
	2	2	4	2	4	2	4	2	4
1179.68		122.2	92.14	80.55	0	101.85	76.7	50.34	0
	3	3	4	3	4	3	4	3	4
1060.8		107.9	79.57	77.73	0	89.91	66.31	48.38	0
	4	7	4	7	4	7	4	7	4
610.36		61.98	34.77	55.84	0	51.65	28.98	34.9	0
	5	8	4	8	4	8	4	8	4
1235.4		125.3	96.86	86.69	0	104.42	80.72	54.18	0
	6	6	4	6	4	6	4	6	4
517.24		57.08	38.35	33.88	0	47.57	31.96	21.18	0
	7	37	6	37	6				
1793.68		132.3	166.5	43.57	106.05				
	8	8		8		8		8	
2180.04		313.12		231.89		260.94		144.93	
	9	7		7		7		7	
1222.92		159.22		146.51		132.68		91.57	
	10	3		3		3		3	









600 x 250 mm
1.03% reinf.

MATERIAL:

=====
f'c = 24 MPa
Ec = 23025.2 MPa
fc = 20.4 MPa
Beta1 = 0.85
fy = 420 MPa
Es = 200000 MPa

SECTION:

=====
Ag = 150000 mm²
Ix = 7.8125e+008 mm⁴
Iy = 4.5e+009 mm⁴
Xo = 0 mm
Yo = 0 mm

REINFORCEMENT:

=====

Biaxial; ACI 318-11; Design

4-1 المقدمة.

4-2 الحمل التصميمي Factored load

4-3 تحديد سماكة الجسر.

4-4 الحمل الحي (LIVE LOAD).

4-5 تصميم الجزء العلوي من العقدة Design of Topping

4-6 تصميم عصب العقدة للنادي الرياضي Design of Rib

4-7 تصميم الجسر للنادي الرياضي Design of Beam

Design of Column 4-8

Design of Shear Wall 4-9

Design of Basement Wall 4-10

Design of Basement Footing 4-11

Design of Isolated Footing F2 4-12

Design of Stairs 4-13

4-1 Introduction:

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others.

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures.

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m³.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m³.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m³.

4-2 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.

NOTE: -

The statically calculation and the key plans dependent on the architectural plans.

✓ **Code: -**

ACI 2008

UBC

✓ **Material: -**

Concrete: - B300

$f_c' = 30 \text{ N/mm}^2$ (MPa) For circular section

but for rectangular section ($f_c' = 30 * 0.8 = 24 \text{ MPa}$).

Reinforcement steel: -

The specified yield strength of the reinforcement ($f_y = 420 \text{ N/mm}^2$ (MPa)).

✓ **Factored loads: -**

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

$$W_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L \quad \text{ACI-code-318-08(9.2.1)}$$

4-3 Check of Minimum Thickness of Structural Member:

Minimum Thickness of Non prestressed Beam or One-Way Slabs Unless Deflections are Calculated. (ACI 318M-11).

Table (4.1): Check of Minimum Thickness of Structural Member.

Minimum thickness(h)				
Member	Simply supported	One end Continuous	Both end continuous	Cantilever
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

❖ **The minimum required thickness (deflection requirements) for slab is:**

❖ **For Rib :-**

The maximum span length for one end continuous (for ribs) $L=5.7\text{m}$ than .

$$h_{\min} = \frac{l}{18.5} = \frac{5.7}{18.5} = \mathbf{30.8\text{cm}} .$$

The maximum span length for both end continuous (for ribs) $L= 6.63\text{m}$.

$$h_{\min} = \frac{l}{21} = \frac{6.63}{21} = \mathbf{31.5\text{ cm}} \gg \text{CONTROL}$$

Take slab thickness $h= 320\text{ mm} > h_{\min} = 315\text{mm}$.

we select $h= 32\text{cm}$ (24cm block + 8cm topping).

❖ **The minimum required thickness for Expansion joint is:**

The maximum span length for one end continuous (for ribs) is 6.0 m .

$$h_{\min} = \frac{l}{18.5} = \frac{6.0}{18.5} = \mathbf{32\text{cm}} .$$

We select $h= 32\text{cm}$ (24cm block + 8cm topping).

Take $h=32\text{cm}$ for Rib .

❖ **For Beam: -**

The maximum span length for both end continuous (for Beam) $L= 6.3\text{m}$.

$$h_{\min} = \frac{l}{21} = \frac{6.3}{21} = \mathbf{30\text{ cm}}$$

Take slab thickness $h= 320\text{ mm} > h_{\min} = 300\text{mm}$.

we select $h= 32\text{cm}$ (24cm block + 8cm topping).

4-4 Design of Topping

✓ Statically System for Topping: -

Consider the topping as strip of (1m) width, and span of mold length with both end fixed in the ribs.

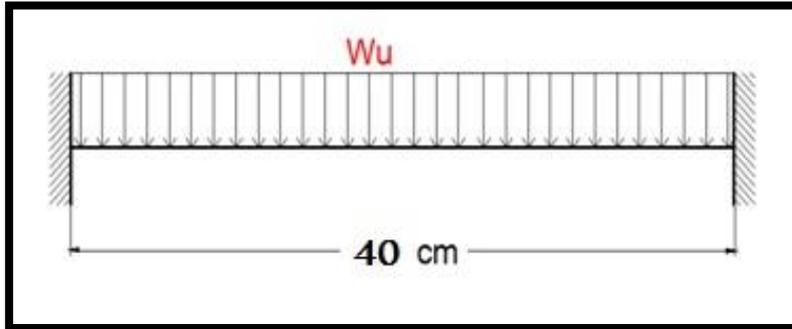


Fig 4.1: Topping Load.

✓ Load Calculations: -

Dead Load: -

Topping in one-way ribbed slab can be considered as a strip of 1m width and span of hollow block length with both ends fixed in the ribs.

Table (4.2): Dead Load Calculation of Topping.

No.	Parts of Rib	Calculation
1	Tiles	$0.03 \times 23 \times 1 = 0.69 \text{ KN/m}$
2	Mortar	$0.02 \times 22 \times 1 = 0.44 \text{ KN/m}$
3	Coarse Sand	$0.07 \times 16 \times 1 = 1.19 \text{ KN/m}$
4	Topping	$0.08 \times 25 \times 1 = 2.0 \text{ KN/m}$
5	Interior partitions	$1 \times 1.5 = 1.5 \text{ KN/m}$
Sum =		5.75 KN/m

Live Load: -

$$L_L = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$L_L = 5 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 5 \text{ KN/m}$$

Factored Load: -

$$W_U = 1.2 \times 5.75 + 1.6 \times 5 = 15 \text{ KN/m}$$

Check the strength condition for plain concrete, $\phi M_n \geq M_u$, where $\phi = 0.55$.

$$- \quad V_u = \frac{W_u \times L}{2} = \frac{15 \times 0.4}{2} = \mathbf{3 \text{ kN}}$$

$$- \quad M_u = \frac{W_u \times L^2}{12} = \frac{15 \times 0.4^2}{12} = \mathbf{0.2 \text{ kN.m}}$$

$$M_n = 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} S_m \text{ (ACI 22.5.1, equation 22-2)}$$

Where S_m for rectangular section of the slab:

$$S_m = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \cdot 80^2}{6} = 1066666.67 \text{ mm}^3$$

$$\phi M_n = 0.55 \times 0.42 \times 1 \times \sqrt{24} \times 1066666.67 \times 10^{-6} = 1.207 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_n = 1.207 \text{ KN.m} \gg M_u = 0.2 \text{ KN.m}$$

No reinforcement is required by analysis. **According to ACI 10.5.4**, provide $A_{s,\min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$$\rho_{\text{shrinkage}} = 0.0018$$

ACI 7.12.2.1

$$A_s = \rho \times b \times h_{\text{topping}} = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Step (s) is the smallest of:

1. $3h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm}$ **control ACI 10.5.4**

2. 450mm.

3. $S = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5C = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 420} \right) - 2.5 \cdot 20 = 330 \text{ mm}$ **ACI 10.6.4**

Take $\phi 8$ @ 200 mm in both direction, $S = 200 \text{ mm} < S_{\max} = 240 \text{ mm} \dots \text{OK}$

4-5 Design of One-Way Rib Slab (R6)

Requirements For Ribbed Slab Floor According to ACI- (318-08).

$b_w \geq 10\text{cm}$ACI (8.13.2)

Select $b_w=12\text{ cm}$.

$h \leq 3.5*b_w$ ACI (8.13.2)

Select $h=28\text{ cm} < 3.5*12 = 42\text{ cm}$.

$t_f \geq L_n/12 \geq 50\text{mm}$ ACI (8.13.6.1)

Select $t_f=8\text{cm}$.

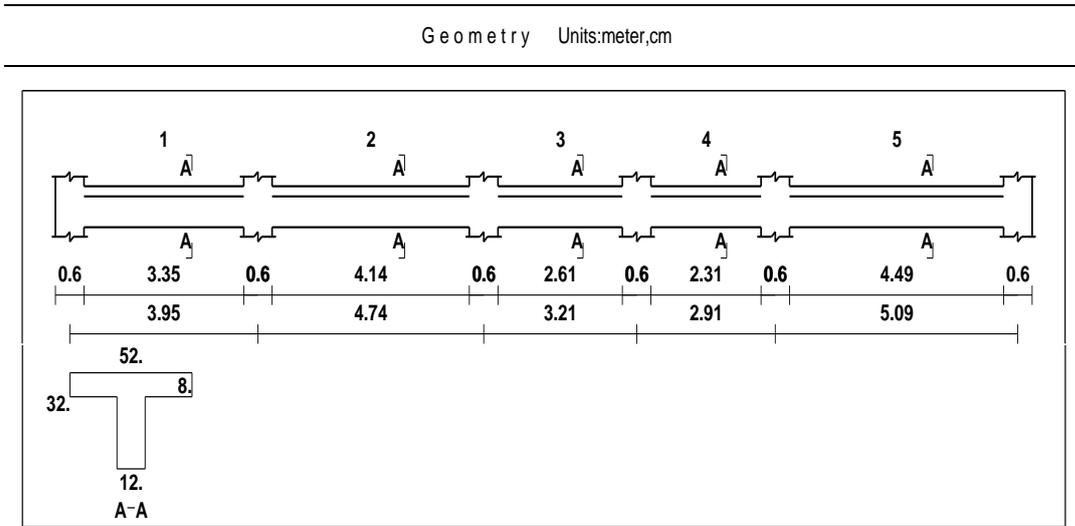
✓ **Material:** -

- ⇒ concrete B300 $F_c' = 24\text{ N/mm}^2$
- ⇒ Reinforcement Steel $f_y = 420\text{ N/mm}^2$

✓ **Section:** -

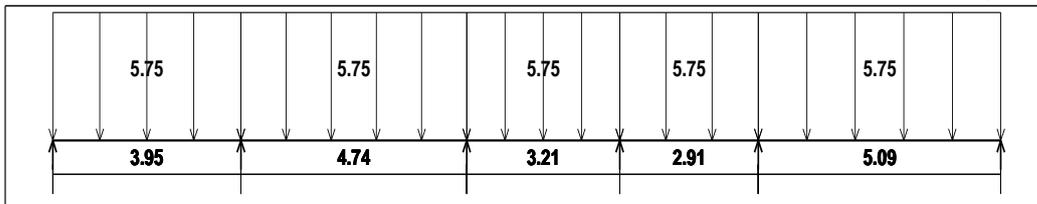
- ⇒ $B = 520\text{mm}$
- ⇒ $B_w = 120\text{ mm}$
- ⇒ $h = 320\text{ mm}$
- ⇒ $t = 80\text{ mm}$
- ⇒ $d = 320 - 20 - 10 - 12/2 = 284\text{ mm}$

✓ Statically System and Dimensions: -



load group no. 1
Dead load - Service

Units: kN, meter



Live load - Service

Load factors: 1.20, 1.20/1.60, 0.00

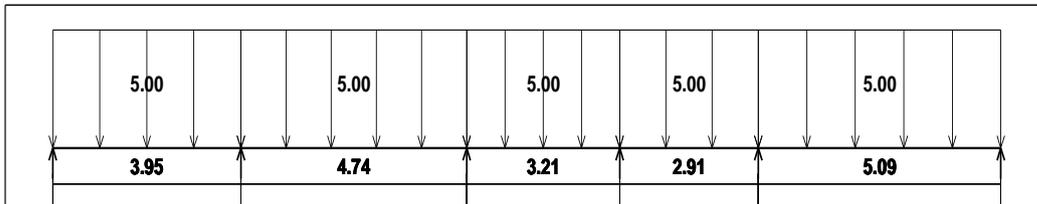


Fig 4.2: Statically System and Loads Distribution of Rib(R1).

✓ Load Calculation: -

Dead Load: -

Table (4.3): Dead Load Calculation of Rib(R1).

No.	Parts of Rib	Calculation
1	Tiles	$0.03 \times 23 \times 0.52 = 0.359 \text{ KN/m/rib}$
2	Mortar	$0.02 \times 22 \times 0.52 = 0.229 \text{ KN/m/rib}$
3	Coarse Sand	$0.07 \times 16 \times 0.52 = 0.582 \text{ KN/m/rib}$
4	Topping	$0.08 \times 25 \times 0.52 = 1.04 \text{ KN/m/rib}$
5	RC. Rib	$0.24 \times 25 \times 0.12 = 0.720 \text{ KN/m/rib}$
6	Hollow Block	$0.40 \times 10 \times 0.24 = 0.96 \text{ KN/m/rib}$
7	plaster	$0.02 \times 22 \times 0.52 = 0.229 \text{ KN/m/rib}$
8	partions	$1.5 \times 0.52 = 0.78 \text{ KN/m/rib}$
		Sum = 4.899 KN/m/rib

Dead Load /rib = 4.899 KN/m

Live Load: -

Live load = 5 KN/m^2

Live load /rib = $5 \text{ KN/m}^2 \times 0.52 \text{ m} = 2.6 \text{ KN/m}$.

❖ Effective Flange Width (b_E): -**ACI-318-11 (8.10.2)**

b_E For T- section is the smallest of the following: -

$$b_E = L / 4 = 3950 / 4 = 468.75 \text{ mm}$$

$$b_E = 12 + 16 h_f = 120 + 16 (80) = 1400 \text{ mm}$$

$$b_E = b_c \leq \text{center to center spacing between adjacent beams} = 400 + 120 = 520 \text{ mm}.$$

b_E For T-section = **520 mm.**

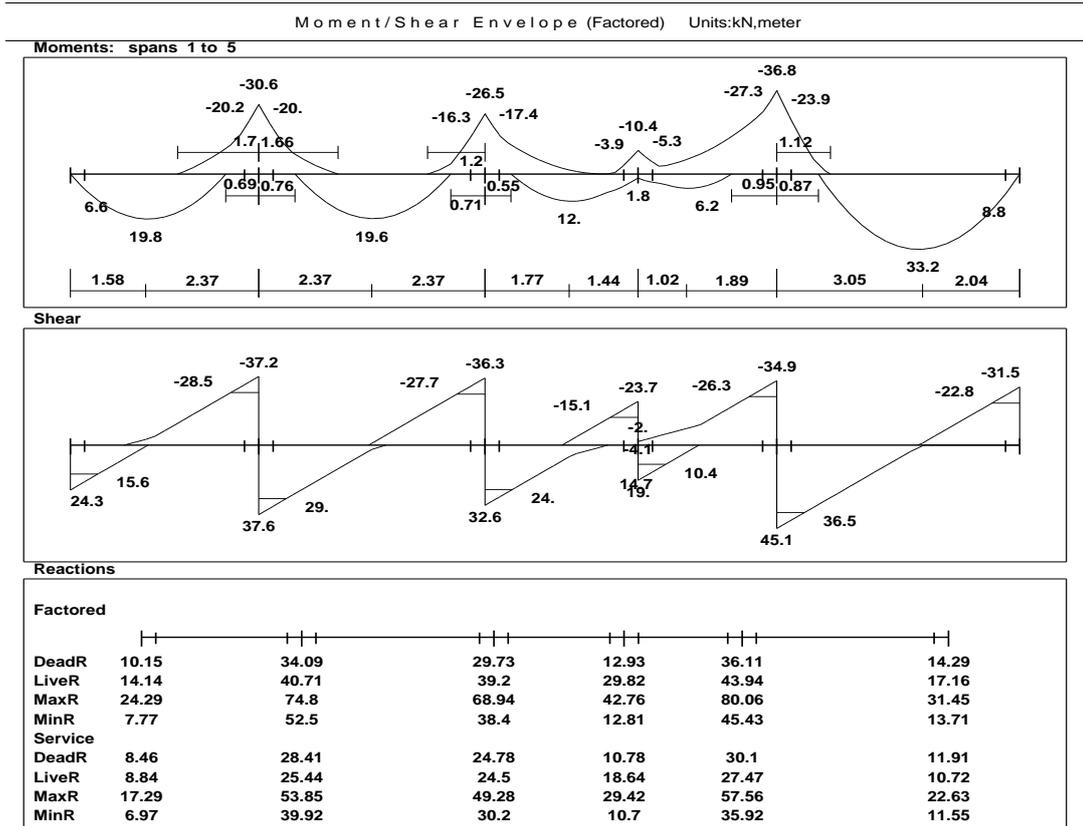
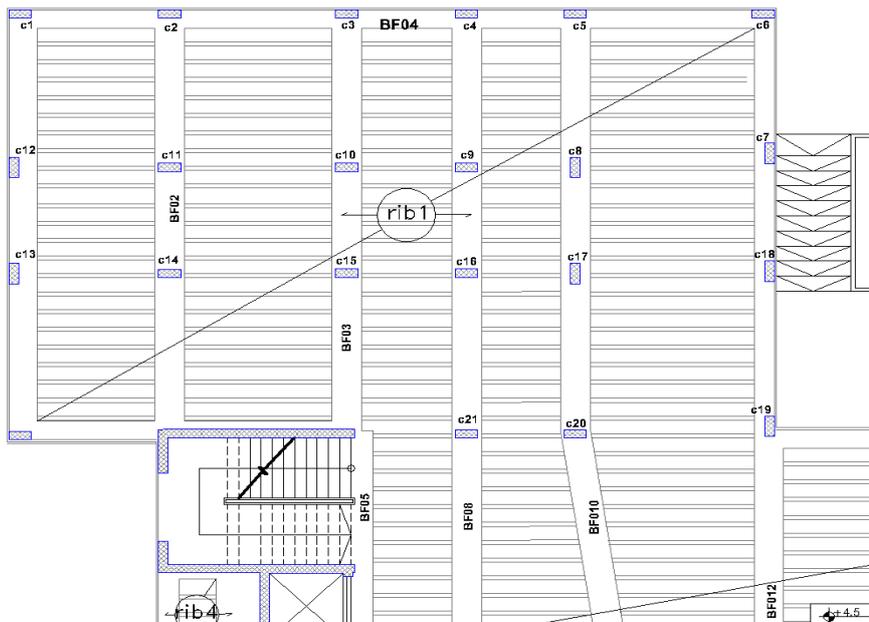


Fig 4.3: Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R1).

✓ **Moment Design for (R1): -**



Design of Positive Moment for (Rib 1):- (Mu=24.3 KN.m)

Assume bar diameter ϕ 14 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285 \text{ mm}$$

Check if $a > h_f$ to determine whether the section will act as rectangular or T- section.

$$M_{nf} = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right)$$

$$M_{nf} = 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(285 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 207.9168 \text{ KN.m}$$

$$M_{nf} = 207.9168 \text{ KN.m} \gg \frac{M_u}{\phi} = \frac{24.3}{0.9} = 27 \text{ KN.m.}$$

Then $a < h_f$ (the section will be designed as rectangular section with $b_e = 520$ mm.)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{24.3 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 285^2} = 0.639 \text{ MPa} \quad , \quad m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.639}{420}} \right) = 0.00154$$

$$\rightarrow A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00154 \times 520 \times 285 = 228.2 \text{ mm}^2.$$

Check for A_s min: -

$A_{s, \text{min}}$ is the maximum of:

$$A_{s, \text{min}} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d \quad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_{s, \text{min}} = 0.25 \times \frac{\sqrt{24}}{420} \times 120 \times 285 = 99.73 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{min}} = \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s, \text{min}} = \frac{1.4}{420} \times 120 \times 285 = 114 \text{ mm}^2 \text{ (Controls)}$$

$$A_{s, \text{req}} = 228.2 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{min}} = 114 \text{ mm}^2$$

Use 2 ϕ 14 with $A_{s, \text{provided}} = 307.9 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 228.2 \text{ mm}^2$. \rightarrow Ok

Check for strain: -

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c} = \frac{307.9 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 12.19 \text{ mm}$$

Note: $f_c' = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa}$, then $B_1 = 0.85$.

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{12.19}{0.85} = 14.34 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{285 - 14.34}{14.34} \right) = 0.05 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \text{ (ok)}$$

Design of Negative Moment for (Rib5): - ($M_u = -18.5 \text{ KN.m}$)

Assume bar diameter $\phi 14$ for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 230 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285 \text{ mm}$$

Check if $a > h_f$ to determine whether the section will act as rectangular or T- section.

$$M_{nf} = 0.85 \cdot f_c' \cdot b_e \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(285 - \frac{80}{2} \right) \times 10^{-6} = 207.9168 \text{ KN.m}$$

$M_{nf} = 207.9168 \gg \frac{M_u}{\phi} = \frac{18.5}{0.9} = 20.55 \text{ KN.m}$, the section will be designed as rectangular section with $b_e = 520 \text{ mm}$.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{18.5 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 285^2} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.1}{420}} \right) = 0.00529$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00529 \times 120 \times 285 = 180.92 \text{ mm}^2$$

Check for A_s min: -

$A_{s, \text{min}}$ is the maximum of:

$$A_{s, \text{min}} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w \cdot d \quad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_{s, \text{min}} = 0.25 \times \frac{\sqrt{24}}{420} \times 120 \times 285 = 99.73 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min} = \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s, \min} = \frac{1.4}{420} \times 120 \times 285 = 114 \text{ mm}^2 \text{ (Controls)}$$

$$A_{s, \text{req}} = 180.92 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 114 \text{ mm}^2$$

Use 2 Ø14 with $A_{s, \text{provided}} = 307.9 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 180.92 \text{ mm}^2$. → Ok

Check for strain: -

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{307.9 \times 420}{0.85 \times 120 \times 24} = 52.82 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.82}{0.85} = 62.14 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{285 - 62.14}{62.14} \right) = 0.01 > 0.005 \quad \mathbf{Ok}$$

✓ Shear Design for (R 5): -

V_u at distance d from support = 26 KN

Shear strength V_c , provided by concrete for the joists may be taken 10% greater than for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and closely spaced ribs. (ACI, 8.13.8).

$$\Phi^* V_c = \Phi \times 1.1 \times \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{Where: } \Phi = 0.75$$

$$\rightarrow \Phi^* V_c = \Phi \times 1.1 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 120 \times 285 \times 10^{-3} = 23.037 \text{ KN.}$$

$$V_u = 26 \text{ KN} > \Phi V_c = 23.037 \text{ kN.}$$

➤ **Region (III) for shear design.**

$$\Phi V_c < V_u \leq \Phi (V_c + V_{s, \min}) \quad \mathbf{Case (III)}$$

$V_{s, \min}$ Is the maximum of:

$$1. V_{s, \min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} 120 \times 285 \times 10^{-3} = 11.4 \text{ KN (Controls)}$$

$$2. V_{s, \min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 120 \times 285 \times 10^{-3} = 10.47 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 23.037 \text{ KN} < V_u = 26 \text{ KN} \leq \Phi (V_c + V_{s, \min}) = 31.59 \text{ KN} \quad \mathbf{Case (III)}$$

Use (2 legs stirrups) Ø8 with $A_v = 100.5 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{A_v f_{yt}}{V_{s,min}} d = \frac{100.5 \times 240 \times 285}{11.4 \times 10^3} = 603 \text{ mm}$$

Minimum reinforcement is required:

$$S \leq \frac{d}{2} \quad \text{or} \quad S \leq 600 \text{ mm. ... (Smaller value is Controls).}$$
$$\leq \frac{d}{2} = \frac{285}{2} = 142.5 \text{ mm (Controls)}$$

Take U-shape (2 legs stirrups) Ø8 @ 100 mm < $S_{\max} = 142.5 \text{ mm}$

4-7 Design of Beam (B,12)

✓ Material: -

⇒ concrete B300 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

⇒ Reinforcement Steel $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

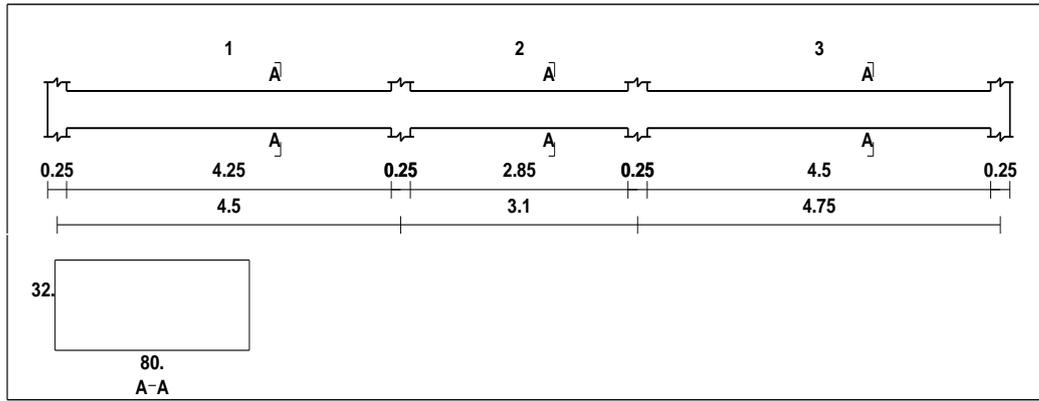
✓ Section: -

⇒ $B = 80 \text{ cm}$

⇒ $h = 32 \text{ cm}$

⇒ $d = 320 - 40 - 10 - 18/2 = 261 \text{ mm}$

✓ Statically System and Dimensions: -



Loading

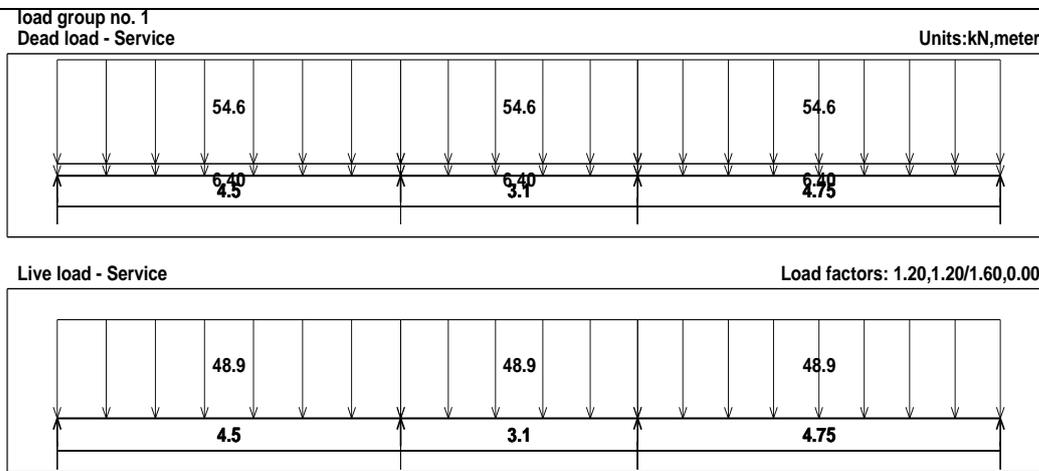


Fig 4.6: Statically System and Loads Distribution of Beam (BF02).

✓ **Load Calculations:** -

The distributed Dead and Live loads acting upon (BF02) can be defined from the support reactions of the R1.

Self weight of Beam = $25 \times 0.8 \times 0.6 = 12 \text{ kN/m}$.

Rib(R1)	
quD(kN/m)	$28.41/0.52=54.634$
quL (kN/m)	$13.23/0.52 = 25.44$

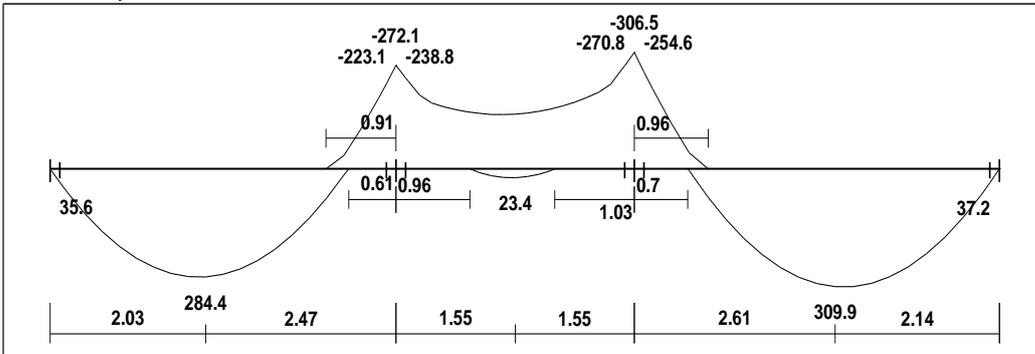
جدول (4-5) الأحمال على الجسر (BF02) الأحمال على الجسر

Reactions

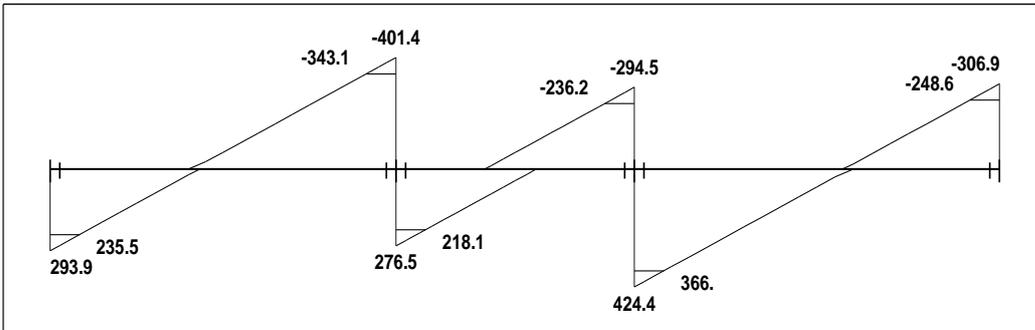
Factored						
DeadR	10.15	34.09	29.73	12.93	36.11	14.29
LiveR	14.14	40.71	39.2	29.82	43.94	17.16
MaxR	24.29	74.8	68.94	42.76	80.06	31.45
MinR	7.77	52.5	38.4	12.81	45.43	13.71
Service						
DeadR	8.46	28.41	24.78	10.78	30.1	11.91
LiveR	8.84	25.44	24.5	18.64	27.47	10.72
MaxR	17.29	53.85	49.28	29.42	57.56	22.63
MinR	6.97	39.92	30.2	10.7	35.92	11.55

Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter

Moments: spans 1 to 3



Shear



Reactions

Factored			
DeadR	138.61	298.48	145.22
LiveR	155.27	379.37	161.69
MaxR	293.87	677.86	306.9
MinR	131.48	366.99	138.73
Service			
DeadR	115.51	248.74	121.01
LiveR	97.04	237.11	101.05
MaxR	212.55	485.85	222.07
MinR	111.05	291.55	116.96

Fig 4.7: Shear and Moment Envelope Diagram of Beam (BF02).

✓ **Moment Design for (BF02):-**

Flexural Design of Negative Moment for (BF02) :- (Mu= -210.5 KN.m)

$$d = 320 - 40 - 10 - 20/2 = 260 \text{ mm}$$

Check whether the section will be act as singly or doubly reinforced section:

Maximum nominal moment strength from strain condition $\epsilon_s = 0.004$

$$c = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 260 = 111.42 \text{ mm}$$

$$a = \beta * c = 0.85 * 111.42 = 94.707 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mn_{\max} &= 0.85 * f'_c * a * b * (d - \frac{a}{2}) = 0.85 * 24 * 94.707 * 800 * (260 - \frac{94.707}{2}) * 10^{-6} \\ &= 328.67 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\phi Mn_{\max} = 0.82 * 328.67 = 269.5 \text{ KN.m} > Mu = 210.5 \text{ KN.m}$$

Design the section as singly reinforced concrete section.

$$Rn = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{210.5 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 261^2} = 4.29 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * Rn}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 4.29}{420}} \right) = 0.0116$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0116 * 800 * 261 = 2422.08 \text{ mm}^2$$

➤ Check for $A_{s, \min}$.

$A_{s, \min}$ is the maximum of:

$$1. \quad A_{s, \min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d \quad \text{ACI (10.5.1)}$$

$$\rightarrow A_{s, \min} = 0.25 \times \frac{\sqrt{24}}{420} \times 800 \times 261 = 608.87 \text{ mm}^2$$

$$2. \quad A_{s, \min} = \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$\rightarrow A_{s, \min} = \frac{1.4}{420} \times 800 \times 261 = 696 \text{ mm}^2 \text{ (Control)}$$

$$\rightarrow A_{s, \text{req}} = 2422.08 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 696 \text{ mm}^2$$

Use 8Ø20 Bottom with $A_{s, \text{provided}} = 2513.3 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 2422.08 \text{ mm}^2$. → Ok

➤ Check spacing:

$$S = \frac{800 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - (20 \times 8)}{7} = 77.14 \text{ mm} > 25 \text{ mm}. \rightarrow \text{OK}$$

➤ Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{2513.3 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 64.68 \text{ mm} \quad c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{64.68}{0.85} = 76.09 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{260 - 76.09}{76.09} \right) = 0.072 \geq 0.005 \rightarrow \text{OK}$$

✓ Shear Design for (BF02) :-

$$V_u = 366 \text{ KN.}$$

$$V_{u(\max)} \leq \Phi V_c + \Phi \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{Case (V)}$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 800 \times 261 \times 10^{-3} = 127.86 \text{ KN}$$

$$\Phi \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d = 0.75 \times \frac{2}{3} \times \sqrt{24} \times 800 \times 261 \times 10^{-3} = 511.45 \text{ kN.}$$

$$\Phi V_c + \Phi \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d = 127.86 + 511.45 = 639.31 \text{ KN.}$$

$$V_{u(\max)} = 366 \text{ KN} \leq 639.31 \text{ KN.}$$

Therefore, the section is large enough.

$$\rightarrow \Phi^* V_c = \Phi \times 1.1 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 800 \times 261 \times 10^{-3} = 140.64 \text{ KN.}$$

$$V_u = 366 \text{ KN} > \Phi V_c = 140.64 \text{ kN.}$$

So, No shear reinforcement is required. But take minimum

Take (2 legs stirrups) $\emptyset 10 @ 100 \text{ mm}$

Design of Positive Moment for (Rib 3):- (Mu=20.4 KN.m)

Assume bar diameter ϕ 14 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285 \text{ mm}$$

Check if $a > h_f$ to determine whether the section will act as rectangular or T- section.

$$M_{nf} = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right)$$

$$M_{nf} = 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(285 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 207.9168 \text{ KN.m}$$

$$M_{nf} = 207.9168 \text{ KN.m} \gg \frac{M_u}{\phi} = \frac{20.4}{0.9} = 22.7 \text{ KN.m.}$$

Then $a < h_f$ (the section will be designed as rectangular section with $b_e = 520$ mm.)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{20.4 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 285^2} = 0.536 \text{ MPa} \quad , \quad m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.536}{420}} \right) = 0.00129$$

$$\rightarrow A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00129 \times 520 \times 285 = 191.18 \text{ mm}^2.$$

Check for A_s min: -

$A_{s, \text{min}}$ is the maximum of:

$$A_{s, \text{min}} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d \quad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_{s, \text{min}} = 0.25 \times \frac{\sqrt{24}}{420} \times 120 \times 285 = 99.73 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{min}} = \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s, \text{min}} = \frac{1.4}{420} \times 120 \times 285 = 114 \text{ mm}^2 \text{ (Controls)}$$

$$A_{s, \text{req}} = 191.18 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{min}} = 114 \text{ mm}^2$$

Use 2 ϕ 14 with $A_{s, \text{provided}} = 307.9 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 191.18 \text{ mm}^2$. \rightarrow Ok

Check for strain: -

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{307.9 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 12.19 \text{ mm}$$

Note: $f_c' = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa}$, then $B_1 = 0.85$.

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{12.19}{0.85} = 14.34 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{285 - 14.34}{14.34} \right) = 0.05 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \text{ (Ok)}$$

Design of Negative Moment for (Rib5): - (Mu= -18.5 KN.m)

Assume bar diameter ϕ 14 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 230 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285 \text{ mm}$$

Check if $a > h_f$ to determine whether the section will act as rectangular or T- section.

$$M_{\text{nf}} = 0.85 \cdot f_c' \cdot b_e \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(285 - \frac{80}{2} \right) \times 10^{-6} = 207.9168 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{nf}} = 207.9168 \gg \frac{M_u}{\phi} = \frac{18.5}{0.9} = 20.55 \text{ KN.m}$, the section will be designed as rectangular section with $b_e = 520 \text{ mm}$.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{18.5 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 285^2} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.1}{420}} \right) = 0.00529$$

$$A_{s,\text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00529 \times 120 \times 285 = 180.92 \text{ mm}^2$$

Check for As min: -

$A_{s,\text{min}}$ is the maximum of:

$$A_{s,\text{min}} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w \cdot d \quad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_{s,\text{min}} = 0.25 \times \frac{\sqrt{24}}{420} \times 120 \times 285 = 99.73 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{min}} = \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s, \min} = \frac{1.4}{420} \times 120 \times 285 = 114 \text{ mm}^2 \text{ (Controls)}$$

$$A_{s, \text{req}} = 180.92 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 114 \text{ mm}^2$$

Use 2 Ø14 with $A_{s, \text{provided}} = 307.9 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 180.92 \text{ mm}^2$. → Ok

Check for strain: -

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{307.9 \times 420}{0.85 \times 120 \times 24} = 52.82 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.82}{0.85} = 62.14 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{285 - 62.14}{62.14} \right) = 0.01 > 0.005 \quad \mathbf{Ok}$$

1.1. Design of Column (C2)

1.1.1. Calculation of Loads act on Column (C2)

Loads acting on columns are obtained from support reaction when analyzing the supported beams.

Loads acting on column (C2) are as follows:

Self weight of the column = 14.06

Dead Load = 913.72KN.

Live Load = 322KN.

Factored loads (Pu) = 1.4 DL = 1.4 x 214.37 = 300 kN.

OR $P_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 1.2 \times 761.4 + 1.6 \times 201.25 = \mathbf{1235.7 \text{ kN}} \ll \text{Cont.}$

1.1.2. Calculation of Required Dimension of Column (C3)

Total load $P_u = 1235.7 \text{ KN}$

$P_n = 386.124 / (0.65) = 594 \text{ KN}$

Assume $\rho_g = 2.0 \%$

$P_n = 0.8 * A_g \{0.85 * f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$

$594 * 10^{-3} = 0.8 * A_g [0.85 * 24 + 0.02 * (420 - 0.85 * 24)]$

$A_g = 0.026 \text{ m}^2$

∴ Select 60*25cm with $A_g = 1500\text{cm}^2$.

- **Check Slenderness Effect :**

For braced system if $\lambda \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$, then column is classified as short column and slenderness effect shall not be considered.

$$\lambda = \frac{Klu}{r}$$

Where :

Lu: Actual unsupported (unbraced) length = 3.18 m

K: effective length factor (K= 1 for braced frame).

R: radius of gyration \rightarrow for rectangular section $= \sqrt{\frac{I}{A}} 0.3 h$

System about X

$$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 2.47}{0.3 * 0.6} = 13.72$$

$$\lambda \leq 34 - 12(1) = 22 \leq 40$$

$$\lambda = 13.72 < 22 \therefore \text{Short about X.}$$

System about Y

$$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 2.47}{0.3 * 0.25} = 32.93$$

$$\lambda \leq 34 - 12(1) = 22 \leq 40$$

$$\lambda = 32.93 > 22 \therefore \text{Short about Y.}$$

\therefore Column is Short , So Slenderness effect will not be considered.

1.1.3. Calculation of Required Reinforcement Ratio

Since Column is short and slenderness effect will not be considered, then Design Strength of column can be calculated using the following equation :

$$\phi P_n = 0.65 * 0.8 * A_g \{0.85 * f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

Where , $P_u = 386.124 \text{ KN}$

$$386.124 * 10^3 = 0.65 * 0.8 * 600 * 250 \{0.85 * 24 + \rho_g (420 - 0.85 * 24)\}$$

$$\Rightarrow \rho_g = 0.07 > \rho_{min} = 0.01 \text{ \& } < \rho_{max} = 0.08$$

$$\text{As req} = 0.01 * 600 * 250 = 1500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 16 \gg \# \text{ of bar} = \frac{1500}{201.06} = 9.7$$

\therefore Use 10 Φ 14 with $A_s = 1539.4 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 1500 \text{ mm}^2$

- Check spacing between the bars :

$$S = \frac{600 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 10 \times 14}{9} = 40 \text{ mm}$$

$$S = 40 \text{ mm} \geq \frac{4}{3} \text{M.A.S}$$

$$\geq 40 \text{ mm}$$

$$\geq 1.5d_b = 21 \text{ mm}$$

1.1.4. Determination of Stirrups Spacing

According to ACI :

$$S \leq 16 d_b \text{ (longitudinal bar diameter)}$$

$$S \leq 48 d_t \text{ (tie bar diameter).}$$

$$S \leq \text{Least dimension.}$$

$$\text{Spacing} \leq 16 \times d_b \text{ (Longitudinal bar diameter)} = 16 \times 1.4 = 22.4 \text{ cm.}$$

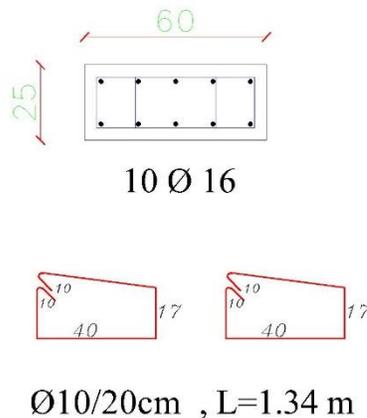
$$\text{Spacing} \leq 48 \times d_t \text{ (tie bar diameter)} = 48 \times 1.0 = 48 \text{ cm.}$$

$$\text{Spacing} \leq \text{Least dimension} = 25 \text{ cm}$$

∴ Select Ø 10/20cm

Column (C2) Section is shown in figure(4-11) where bars arrangement and stirrups detailing appear :

Figure (4- 1): C2 Reinforcement Details



1.2. Design of Shear Wall

Analysis and design were done using ETABS program in which the seismic loads were taken into account. The following is a sample calculation for one of the walls, S.W6.[For detailed information see appendix C]

The following data that used in design :

- Shear Wall thickness = $h = 25 \text{ cm}$
- Shear Wall length $L_w = 5 \text{ m}$
- Building height $H_w = 19.25 \text{ m}$
- Critical section shear : $L_w < h_w \rightarrow d = 0.8 * L_w = 4 \text{ m}$

1.2.1. Design of Horizontal Reinforcement

Calculation of Shear Strength Provided by concrete V_c :

- Shear Strength of Concrete is the smallest of :

$$1- V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 250 \times 4000 = \mathbf{816.5 \text{ kN}} \ll \text{Controlled}$$

$$2- V_c = \frac{\sqrt{f_c'} \times b \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4L_w}$$

$$= \frac{\sqrt{24} \times 250 \times 4000}{4} + 0 = 1224.7 \text{ kN}$$

$$3- V_c = \left[\frac{\sqrt{f_c'}}{2} + \frac{L_w \left(\sqrt{f_c'} + \frac{2N_u}{L_w \cdot h} \right)}{\frac{Mu_1}{Vu} - \frac{L_w}{2}} \right] \times \frac{h \times d}{10}$$

Where :

$$- Mu_1 = 415.9 \text{ kN.m}$$

$$- \frac{Mu_1}{Vu} - \frac{L_w}{2} = \frac{415.9}{670.52} - \frac{5}{2} = -1.08 < 0 \rightarrow \text{This equation is not applicable .}$$

$\therefore V_c = 816.5 \text{ kN} \rightarrow \emptyset V_c < V_{u \max}^1 = 670.52 \text{ kN} \rightarrow \text{Horizontal Reinforcement is Required.}$

$$\rightarrow V_s = \frac{Vu}{\emptyset} - V_c = \frac{670.52}{0.75} - 444.17 = 449.86 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \frac{A_v h}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} = \frac{449.86 \cdot 10^3}{420 \cdot 2720} = 0.394$$

$$\text{but } \left(\frac{A_v h}{s} \right)_{\min} = 0.0025 \cdot h = 0.0025 \cdot 200 = \mathbf{0.5} \ll \text{Controlled.}$$

¹ For shear and moment diagrams see appendix C

→ A_{vh} : For 2 layers of Horizontal Reinforcement

Select $\emptyset 10$:

$$A_{vh} = 2 * 79 = 158 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{vh}}{s} = 0.5 \rightarrow S_{req} = \frac{158}{0.5} = 316 \text{ mm}$$

$$S_{max} = L_w/5 = 3400/5 = 680 \text{ mm}$$

$$= 3h = 3 * 200 = 600 \text{ mm}$$

$$= 45 \text{ cm} \ll \text{Controlled.}$$

∴ Select $\emptyset 10$ @ 250 mm at each side .

1.2.2. Design of Vertical Reinforcement

$$\rightarrow A_{vv} = [0.0025 + 0.5 (2.5 - \frac{hw}{lw}) (\frac{A_{vh}}{S_{hor} * h} - 0.0025)] * h * S_{ver}$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{27.5}{3.4} = 8.09 > 2.50$$

$$\rightarrow \frac{A_{vv}}{S_{ver}} = [0.0025 + 0.5 (0) (\frac{2 * 79}{250 * 200} - 0.0025)] * 200$$

$$\therefore \frac{A_{vv}}{S_{ver}} = 0.5$$

$$S_{max} = L_w/3 = 3400/3 = 1133 \text{ mm}$$

$$= 3h = 3 * 200 = 600 \text{ mm}$$

$$= 450 \text{ mm} \ll \text{Controlled.}$$

Select $\emptyset 12$:

$$A_{vv} = 2 * 113 = 226 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{vv}}{s} = 0.5 \rightarrow S_{req} = \frac{226}{0.5} = 452 \text{ mm}$$

∴ Select $\emptyset 12$ @ 200 mm at each side .

1.2.3. Design of Bending Moment

Moment diagram were obtained from ETABS [See Appendix – Page]

→ Max $M_u = 1975.7$ kN.m

→ Part of Moment that resisted through A_{sv} :

$$M_{uv} = 0.9 \left[0.5 * A_{sv} * f_y * L_w \left(1 - \frac{Z}{2L_w} \right) \right]$$

Where :

$$- A_{sv} = 2 * 113 * \frac{3400}{200} = 3842 \text{ mm}^2$$

$$- \frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * \beta_1 * f_c' * L_w * h}{A_{sv} * f_y}} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * 0.85 * 24 * 3400 * 200}{3842 * 420}} = 0.107$$

$$\therefore M_{uv} = 0.9 \left[0.5 * 3842 * 420 * 3400 \left(1 - \frac{0.107}{2} \right) \right] = 2336.78 \text{ kN.m}$$

$$M_{uv} = 2336.78 \text{ kN.m} > M_u = 1975.7 \text{ kN.m}$$

So, Boundary Element is not required. #

1.3. Design of Basement Wall

1.3.1. System and Loads

The wall spans vertically and it is considered to be pinned at both ends as shown in figure (4-12) which also illustrate loads that act on the wall.

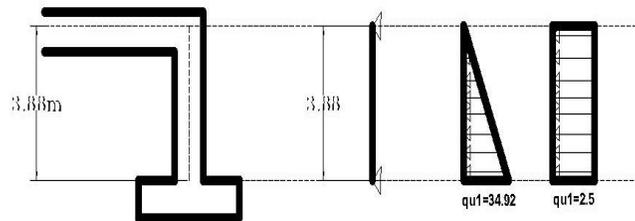


Figure (4- 2):Basement Wall system and loads

The different lateral pressures on a 1m length of the wall are calculated as follows:

$$k_o = 1 - \sin 30 = 0.5$$

$$\text{Due to soil pressure at rest : } qu1 = k_o \cdot \gamma \cdot h = 0.5 \cdot 18 \cdot 3.88 = 34.92 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Due to surcharge : } qu2 = 5 \cdot 0.5 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

The following are shear and moment diagrams that obtained from Atir Software.

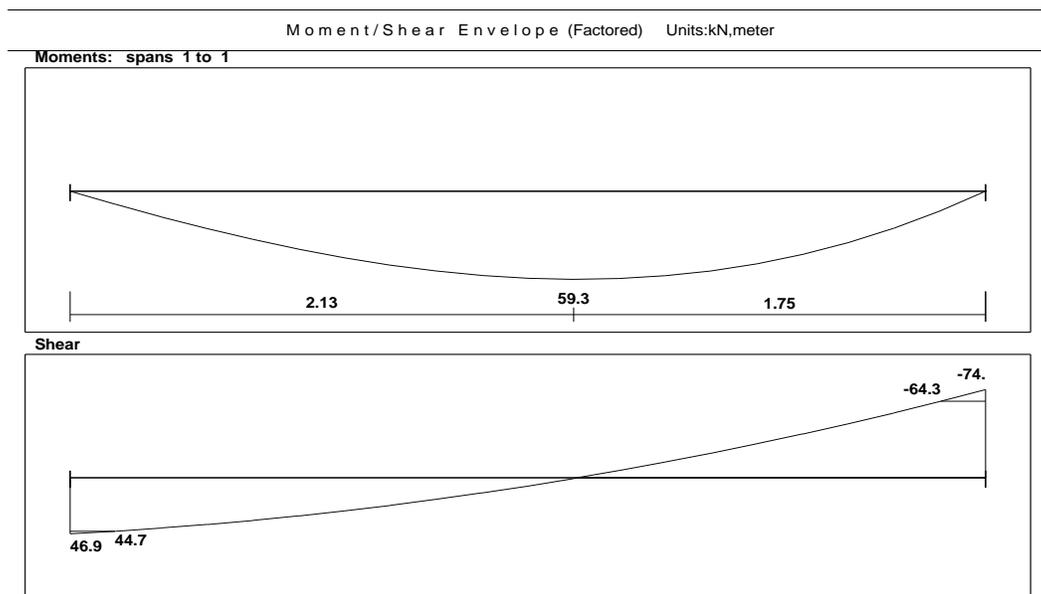


Figure (4- 3): Moment and Shear Envelope of Basement wall

1.3.2. Design of Shear Force

Max value shear force is obtained from figure(4-13) , $V_u = 64.3$ kN

$$d = 30 - 2 - 2 = 26 \text{ cm}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 260 = 159 \text{ kN} > V_u$$

$\therefore h=30\text{cm}$ is correct.

1.3.3. Design of Wall Reinforcement

1. Design of Vertical Reinforcement at Tension Side :

Max value Moment is obtained from figure(4-13) , $M_u = 59.3$ kN.m

$$\rightarrow m = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\rightarrow M_n = 59.3 / 0.9 = 65.88 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow k_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{65.88 * 10^6}{1000 * 260^2} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \rho = \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.97 * 20.6}{420}} \right) = 0.00055$$

$$\rightarrow A_{sreq} = \rho * b * d = 0.00055 * 1000 * 260 = 143 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\rightarrow A_s (\text{min}) = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 300 = 360 \text{ mm}^2 / \text{m} > A_{sreq}$$

\therefore Select $\phi 12/20\text{cm}$ with $A_s = 452 \text{ mm}^2 / \text{m} > A_s \text{ min}$

2. Design of Vertical Reinforcement Compression Side:

$$\rightarrow A_s = A_s (\text{min}) = 360 \text{ mm}^2$$

\therefore Select $\phi 10/20\text{cm}$ with $A_s = 632 \text{ mm}^2 / \text{m}$

3. Design of Horizontal Reinforcement:

$$\rightarrow A_s = A_s (\text{min}) = 0.001 * 1000 * 300 = 300 \text{ mm}^2 / \text{m} \text{ for one layer}$$

\therefore Select $\phi 10/25\text{cm}$

1.4. Design of Basement Footing

Loads that act on Wall footing is obtained from ETABS where :

- $qD=65.56 \text{ kN/m}$ & $qL=5.15 \text{ kN.m}$
- Total Service Loads : $q_{tot} = 65.56 + 5.15 = 70.71 \text{ kN/m}$
- Total Factored Loads : $q_u = 1.4 * 65.56 = 91.78 \text{ kN/m}$

1.4.1. Check if footing width is correct

$$\sigma_b = \frac{q_{tot}}{A_{req}} \leq \sigma_{b(allow.net)}$$

$$\therefore \frac{70.71}{1.0 * 1.0} = 70.71 < \sigma_{b(allow.net)} = 400 \text{ kN/m}^2$$

$\therefore a=1.0\text{m}$ is correct#

1.4.2. Design of one way shear

- Assume $h = 30\text{cm}$
- $d = 300 - 50 - 20 = 230 \text{ mm}$
- $V_u = 91.78 * 0.12 * 1\text{m} = 11 \text{ Kn}$
- $\phi * V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 230 = 140.8 \text{ kN} > V_u$
- $\therefore h = 30 \text{ cm (SAFE) .}$**

1.4.3. Design of Bending Moment

➤ **Main Steel:**

$$M_u = 91.78 * 0.35 * 1 * (0.35/2) = 5.62 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow M_n = 5.62 / 0.9 = 6.94 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow k_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{6.94 * 10^6}{1000 * 230^2} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \rho = \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.13 * 20.6}{420}} \right) = 0.000314$$

$$\rightarrow A_{sreq} = 0.000314 * 1000 * 230 = 72 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\rightarrow A_s(\text{min}) = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 \text{ mm}^2/\text{m}$$

\therefore Select $\phi 12/20\text{cm}$ with $A_s = 565 \text{ mm}^2 > A_{smin}$

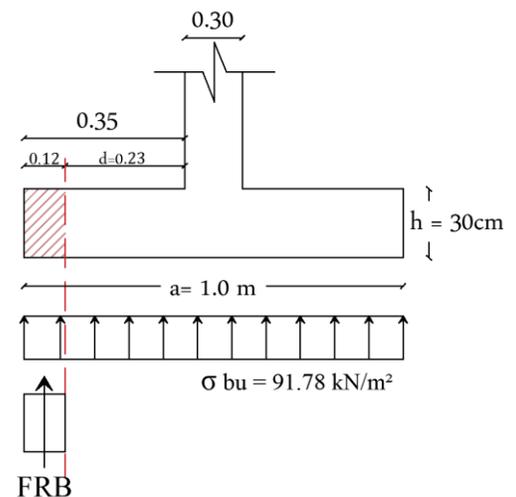


Figure (4- 4): Critical Section of Shear force

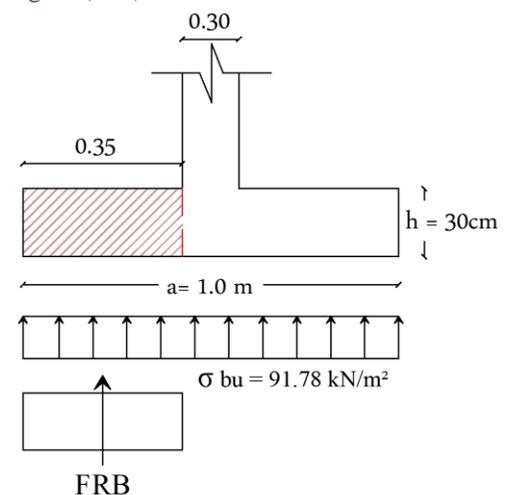


Figure (4- 5): Critical Section of Bending Moment

➤ **Secondary Steel:**

→ $A_s (\text{min}) = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 \text{ mm}^2$

∴ **Select $\text{Ø}12/20\text{cm}$ $5\text{Ø}12/1\text{m}$ with $A_s = 565 \text{ mm}^2 > A_{s\text{min}}$**

The Following figure shows details of a section taken in a basement wall and its footing.

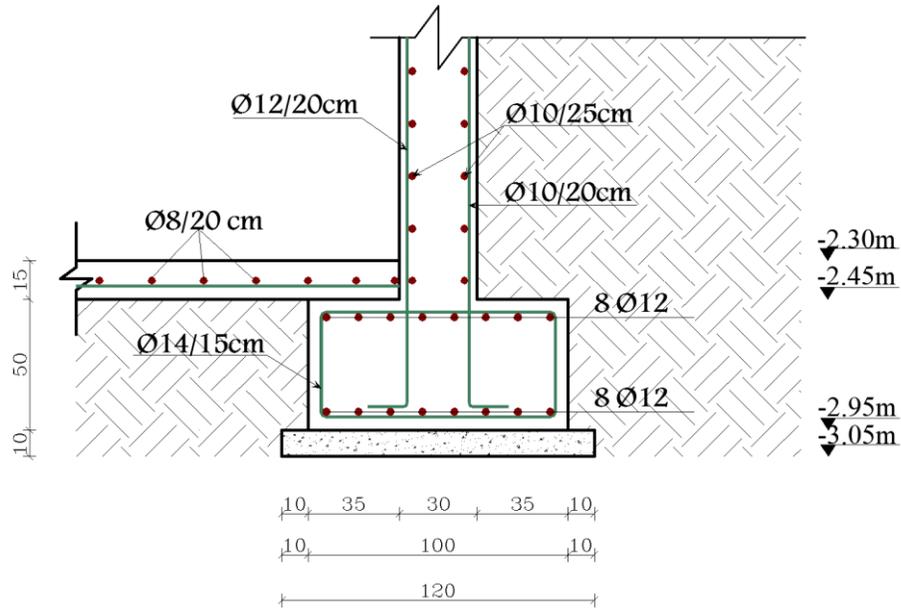


Figure (4- 6): Basement wall Reinforcement Details

1.5. Design of Isolated Footing (F2)

Loads that act on footing F2 are :

- PD = 761.4 kN , PL = 201.25 kN \rightarrow $P_u = 1.2 * 761.4 + 1.6 * 201.25 = 1235.7$ kN

The following parameters are used in design :

- $\gamma_{\text{concrete}} = 25$ kN/m³
- $\gamma_{\text{soil}} = 18$ kN/m³
- $\sigma_{\text{allow}} = 400$ kN/m²
- clear cover = 5cm

1.5.1. Determination of footing dimension (a)

Footing dimension can be determined by designing the soil against bearing pressure .

- \rightarrow Assume $h = 50$ cm
- \rightarrow $\sigma_{b(\text{allow})\text{net}} = 400 - 25 * 0.5 = 387.5$ kN/m²
- \rightarrow $\sigma_{\text{bu}(\text{allow} . \text{net})} = 1.4 * 387.5 = 542.5$ kN/m²
- \rightarrow $\sigma_{\text{bu}} = \frac{P_u}{A_{\text{req}}} \leq \sigma_{\text{bu}(\text{allow} . \text{net})}$

$$\therefore 1235.7 / a^2 = 542.5 \rightarrow a = 1.95\text{m} \rightarrow \text{Select } a = 1.95\text{m}$$

$$\rightarrow \text{Bearing Pressure } \sigma_{\text{bu}} = \frac{P_u}{A} = \frac{1235.7}{1.95 * 1.95} = 324.97 \text{ kN/m}^2 \leq 542.5 \text{ kN/m}^2 \dots \text{ (SAFE)}$$

1.5.2. Determination of footing depth (h)

To determine depth of footing both of one and two way shear must be designed.

1.5.2.1. Design of one way shear

- $\rightarrow d = h - \text{cover} - \phi = 500 - 50 - 16 = 434$ mm
- $\rightarrow V_u$ at distance d from the face of column :
- $V_u = F_{RB} = \sigma_{\text{bu}} \times 0.246 \times b$
 $= 176 \times 0.246 \times 1.95 = 85$ kN
- $\rightarrow \phi * V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{F_c'} * b * d$
 $= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1950 * 434 = 518.3$ kN $> V_u$

$\therefore h = 50$ cm is correct ✓

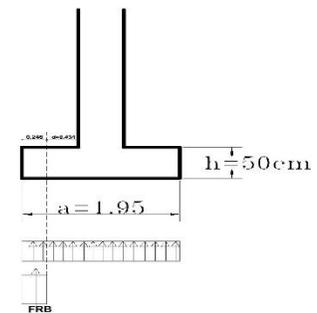


Figure (4- 7): Critical Section of Shear Force

1.5.2.2. Design of Punching (two way shear)

- $d = 434 \text{ mm}$
- $b_o = 2 * 1034 + 2 * 684 = 3436 \text{ mm}$
- $B_c = 1$
- $\alpha_s = 40$ (interior column)

$$V_u = 1235.7 - (176 * 0.684 * 1.043) = \mathbf{1111.2 \text{ kN}}$$

$\phi \times V_c$ is the smallest of :

$$\begin{aligned} 1. \quad V_c &= \left(2 + \frac{4}{B_c}\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \times b_o \times d \\ &= \left(2 + \frac{4}{1}\right) \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 3436 \times 434 \\ &= 3652.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad V_c &= \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \times b_o \times d \\ &= \left(\frac{40 \times 434}{3436} + 2\right) \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 3436 \times 434 \\ &= 4293.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. \quad V_c &= 4 \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \times b_o \times d \\ &= 4 \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 3436 \times 434 = \mathbf{2435.15 \text{ kN}} \dots \leftarrow \text{cont.} \end{aligned}$$

$$\rightarrow \phi \times V_c = 0.75 \times 2435.15 = \mathbf{1826.36 \text{ kN}} > V_u = \mathbf{1111.2 \text{ kN}}$$

$\therefore h = 50 \text{ cm}$ is correct ✓

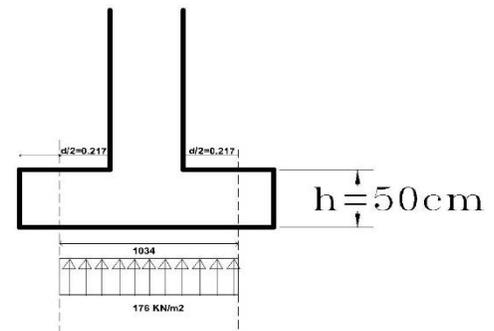
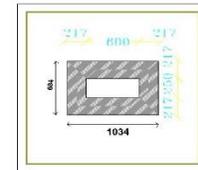


Figure (4- 8):Punching Shear Critical Section

1.5.3.

1.5.4.Design of Reinforcement

$$M_u = 176 * 0.68 * 1.95 * (0.68/2) = 79.34 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow m = \frac{F_y}{0.85 * F_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\rightarrow M_n = 79.34 / 0.9 = 88.15 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow k_n = \frac{M_n / \phi}{b * d^2} = \frac{88.15 * 10^6}{1950 * 434^2} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * k_n * m}{F_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.24 * 20.6}{420}} \right) = 0.000574$$

$$\rightarrow A_{sreq} = \rho * b * d = 0.00057 * 1950 * 434 = 2640 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_s (\text{min}) = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1950 * 500 = 1755 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_{sreq} > A_s (\text{min})$$

\therefore Select for both directions: 18Ø14 with $A_s = 2770 \text{ mm}^2 > A_{sreq} \dots$ (ok)

1.5.5.Design the Connection between Column & Footing

→ **Design of bearing pressure at section of column :**

$$\phi \times P_n b = 0.65 \times 0.5 \times f_c' \times A_1 \geq P_u$$

$$= 0.65 \times 0.5 \times 24 \times 250 \times 600 = 1170 \text{ kN} < P_u = 1235.7 \text{ kN}$$

\therefore Dowels are required to transfer the load between column and footing

→ **Design of Dowels :**

The dowels will carry the difference between $(\phi \times P_n)$ and (P_u) .

$$- F_y \cdot A_{sreq} = \Delta P$$

$$- 420 \cdot A_{sreq} = \frac{(1235.7 - 1170)}{0.65}$$

$$- A_{sreq} = 1810.55 \text{ mm}^2$$

$$- A_s \text{ min for dowels} = 0.005 \times A_1 = 0.005 \times 250 \times 600 = 750 \text{ mm}^2$$

$$- A_{sreq} > A_s \text{ min}$$

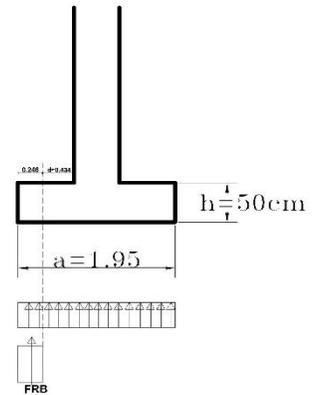


Figure (4- 9):Critical Section of Bending Moment

∴ **Select 10Ø16 which is just like the reinforcement of column.**

→ **Check Compression lap splice between steel of column and dowels (Lsc) :**

$$L_{sc\ req} = 0.071 \times f_y \times db = 0.071 \times 420 \times 16 = 477.1\text{ mm} > 300\text{mm}$$

∴ **Select Lsc = 48.9 cm > Lsc req = 47.7cm**

→ **Design of compression development length (Ldc) :**

$$- L_{dc} = 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f_{c'}}} \times db = 0.24 \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times 16 = 329.21\text{ mm} \dots \checkmark \text{ cont.}$$

$$- L_{dc} = 0.043 \times f_y \times db = 0.043 \times 420 \times 16 = 288.9\text{ mm}$$

∴ **Ldc req = 329.21 mm**

$$- \text{Available } L_{dc} = 500 - 50 - 16 - 16 = \mathbf{418\text{ mm}} > L_{dc\ req} = 329.21\text{ mm} \dots \text{ok}$$

→ **Check tension development length using simplified method (Ldt) :**

Since we have a footing , it must satisfy two conditions to be considered under category A , otherwise it will considered as category B :

$$1- \text{Clear lateral spacing} = \frac{1950 - (2 \times 50) - (10 \times 16)}{9} = 187.77\text{ mm} > 2db = 32\text{mm} \checkmark$$

$$2- \text{Clear cover} = 50\text{ mm} > 1\text{ db} = 16\text{ mm} \checkmark$$

⇒ Category A

Design of tension development length (Ldt):

$$- L_{d, \text{ req}} = \frac{12}{20} \times \frac{f_y}{f_{c'}} \times \frac{\phi_t \times \phi_e}{\lambda} \times db = \frac{12}{20} \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 0.8}{1} \times 1 = 658\text{ mm}$$

- Ld , available = $\frac{1950-250}{2} - 50 = 800\text{mm} > Ldt$, req (ok)

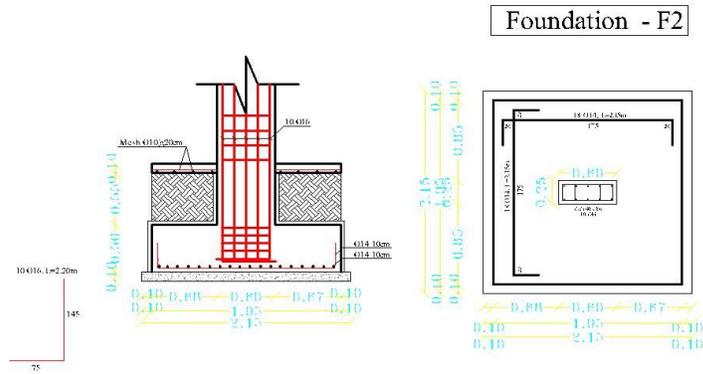


Figure (4- 10):F5 Reinforcement Details

1.6. Design of Stairs

The following figure shows a top view of the stairs :

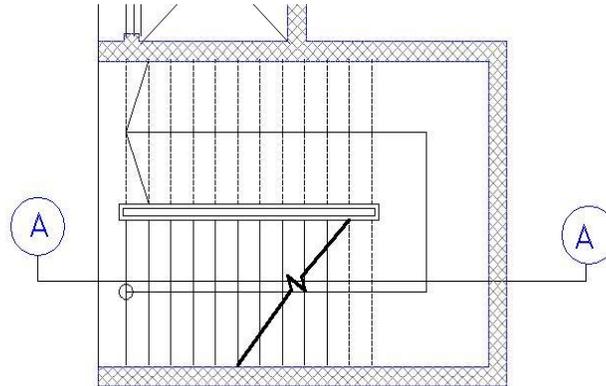


Figure (4- 11): Stairs Top View

1.6.1. Design of flight

The structural system of the flight is shown in figure (4-22) and the following steps explain the design procedure of the flight :

1. Determination of flight thickness :

Limitation of deflection: $h \geq \text{minimum } h$

$$h (\text{min}) = L/20 = 410/20 = 20.5 \text{ cm}$$

\therefore Select $h = 20 \text{ cm}$, but shear and deflection must be checked

$$\text{Angle } (\alpha): \tan(\alpha) = 17/30 \rightarrow \alpha = 30^\circ$$

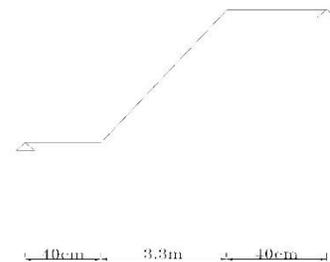


Figure (4- 12): Structural system of flight

2. Loads calculation :

Figure (4-23) shows a section in the flight in which the layers carried by the flight appear.

Table(4- 1): Calculation of Dead Loads that act on Flight

Flight Dead Loads
Flight = $(0.2 * 25 * 1) / \cos(30) = 5.77 \text{ kN/m}$
Plaster = $(0.03 * 22 * 1) / \cos(30) = 0.762 \text{ kN/m}$
Hor.Mortar = $0.03 * 22 * 1 = 0.66 \text{ kN/m}$
Ver.Mortar = $0.03 * 22 * (\frac{0.17}{0.3}) = 0.374 \text{ kN/m}$
Hor.Tiles = $0.04 * 23 * (\frac{33}{30}) = 1 \text{ kN/m}$
Ver.Tiles = $0.03 * 23 * (\frac{0.17}{0.3}) = 0.4 \text{ kN/m}$
Triangle = $0.5 * 0.17 * 25 = 2.125 \text{ kN/m}$
Sum=11.09 kN/m

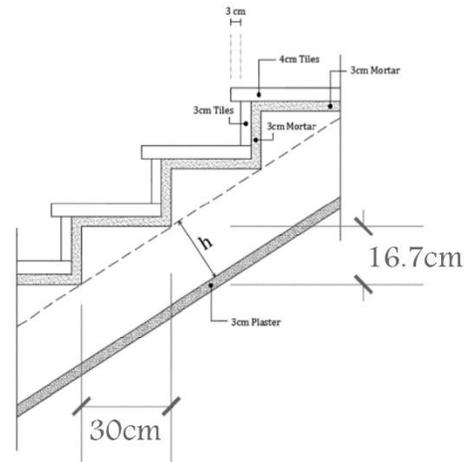


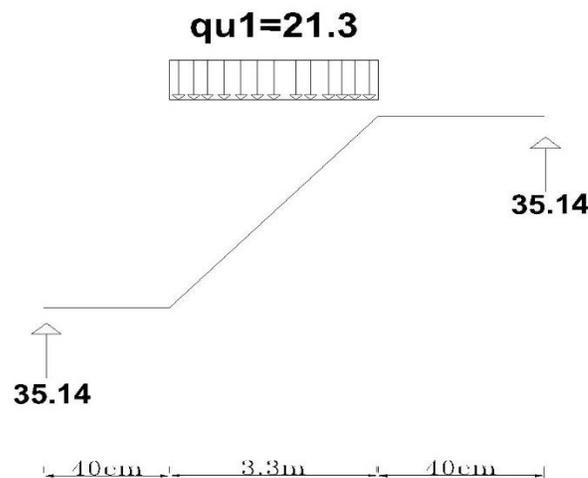
Figure (4- 13): Section of The Flight

Factored Loads :

$q_u = 1.2 * 11.09 + 1.6 * 5 = 21.3 \text{ kN/m}$

$A_u = 21.3 * 3.3 / 2 = 35.14 \text{ Kn}$

3. Analysis : The following figures show shear and moment Diagrams resulted from analysis of the flight :



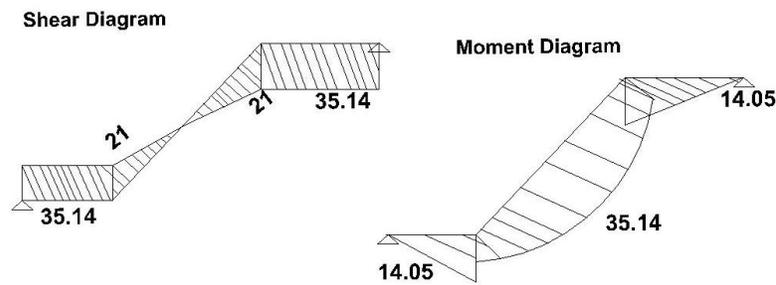


Figure (4- 14) :Analysis of the flight

4.Design :**- Design of Shear Force :**

$$\begin{aligned}
 d &= 300 - 20 - (14/2) = 273 \text{ mm} \\
 \phi \times V_c &= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{F_c'} * b_w * d \\
 &= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 273 \\
 &= 167 \text{ kN} > V_u \text{ max} = 21 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

∴ No Shear Reinforcement is Required#

- Design of Bending Moment :

$$\rightarrow m = \frac{F_y}{0.85 * F_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\rightarrow k_n = \frac{M_u / \phi}{b * d^2} = \frac{35.14 * 10^6 / 0.9}{1000 * 273^2} = 0.523 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * k_n * m}{F_y}} \right) = \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.523 * 20.6}{420}} \right) = 0.00126$$

$$\rightarrow A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.00126 * 1000 * 273 = 343.98 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_{s \text{ min}} = 0.0018 * 1000 * 273 = 491.4 \text{ mm}^2$$

∴ Select $\phi 12/20$ with $A_s = 565 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}}$ For Main Reinforcement

For secondary Reinforcement select $\phi 10/20$ with $A_s = 395 \text{ mm}^2 = A_{s \text{ min}}$

→ Check Spacing :

$$20 \text{ cm} > S_{\text{min}} = 2.5 + 1.0 = 3.5 \text{ cm or } 2 * (1.0) = 2.0 \text{ cm ... ok}$$

$$20 \text{ cm} < S_{\text{max}} = 3 * 15 = 45 \text{ cm ... ok}$$

→ Check Strain:

$$C = T$$

$$0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0.85 \cdot 24 \cdot a \cdot 1000 = 491.4 \cdot 420$$

$$a = 10.1 \text{ mm} \rightarrow X = a/\beta = 10.1/0.85 = 11.88 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{0.003 \cdot d}{x} - 0.003 = \frac{0.003 \cdot 273}{11.88} - 0.003$$

$$\therefore \epsilon_s = 0.068 > 0.005 \dots \phi = 0.9 \text{ (OK)}$$

1.16.2. Design of Landing

The structural system of the landing is shown in figure (4-25) and the following steps explain the design procedure of it :

- **Determination of Landing thickness :**

Limitation of deflection:

$$h \geq \text{minimum } h$$

$$h (\text{min}) = L/20 = 380/20 = 19 \text{ cm}$$

∴ **Select $h = 20 \text{ cm}$, but shear and deflection must be checked**

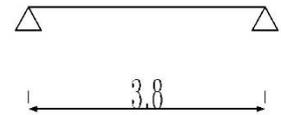


Figure (4- 15):Structural system of landing

- **Loads calculation :**

Figure (4-26) shows a section in the landing in which the layers carried by the landing appear.

Table(4- 2):Calculation of Dead Loads that act on Landing

Landing Dead Loads
Tiles = $0.03 \cdot 23 \cdot 1 = 0.7 \text{ kN/m}$
Mortar = $0.03 \cdot 22 \cdot 1 = 0.4 \text{ kN/m}$
Sand = $0.07 \cdot 16 \cdot 1 = 1.1 \text{ kN/m}$
Slab = $0.2 \cdot 25 \cdot 1 = 5 \text{ kN/m}$
Plaster = $0.02 \cdot 22 \cdot 1 = 0.4 \text{ kN/m}$
Sum = 7.6 kN/m

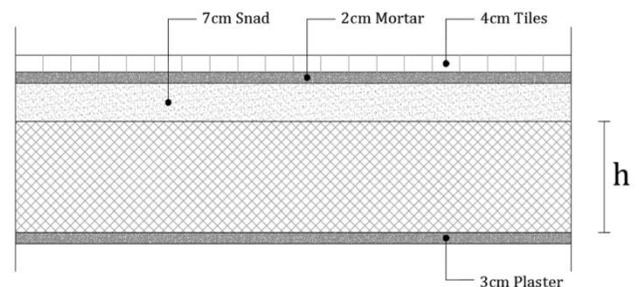


Figure (4- 16):Section of The Landing

Factored Loads :

$$q_u = 1.2 \cdot 7.6 + 1.6 \cdot 5 = 17.12 \text{ kN/m}$$

The landing carries (dead load & live load of landing + support reaction resulted from the flight)

$$q_u = 35.14 + \text{Support reaction of flight} = 35.14 + 17.12 = \mathbf{52.26 \text{ kN/m}}$$

$$d = 200 - 20 - (14/2) = \mathbf{173 \text{ mm}}$$

$$V_{u \max} = 99.3 - (52.26 \cdot 0.173) = \mathbf{90.25 \text{ kN}}$$

$$M_{u \max} = \frac{52.26 \cdot 3.8^2}{8} = \mathbf{94.32 \text{ kN.m}}$$

→ **Shear Force Design :**

$$d = 273 \text{ mm} \ \& \ V_{u \max} = 90.25 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_c = 0.75 \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{24} \cdot 1000 \cdot 273 = 167.17 \text{ kN} > V_{u \max} = 90.25 \text{ kN}$$

∴ No Shear Reinforcement is Required#

→ **Bending Moment Design : ($M_{u \max} = 94.32 \text{ kN.m}$)**

$$- \ m = 20.6$$

$$- \ k_n = \frac{94.32 \cdot 10^6 / 0.9}{1000 \cdot 273^2} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$- \ \rho = \frac{1}{20.6} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.4 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.0034$$

$$- \ A_{s \text{ req}} = 0.0034 \cdot 1000 \cdot 273 = 928.2 \text{ mm}^2$$

$$- \ A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 200 = 360 \text{ mm}^2$$

∴ Select Ø14 /15cm with $A_s = \frac{\pi \cdot 14^2}{4} \cdot \frac{100}{15} = 1026 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} \dots$ For Main Reinforcement

- Check Spacing :

$$15 \text{ cm} > \mathbf{S \text{ min}} = 2.5 + 1.0 = \mathbf{3.5 \text{ cm}} \text{ or } 2 \cdot (1.0) = \mathbf{2.0 \text{ cm}} \dots \mathbf{ok}$$

$$15 \text{ cm} < \mathbf{S \text{ max}} = 3 \cdot 15 = \mathbf{45 \text{ cm}} \dots \mathbf{ok}$$

- Check Strain:

$$C = T$$

$$0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$0.85 \cdot 24 \cdot a \cdot 1000 = 1026 \cdot 420$$

$$a = 20.11 \text{ mm} \rightarrow X = a/\beta = 20.11/0.85 = 23.66 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{0.003 \cdot 273}{23.66} - 0.003$$

$$\therefore \epsilon_s = 0.03 > 0.005 \dots \phi = 0.9 \text{ (OK)}$$

The following figure shows section A-A of the stairs in which reinforcement detailing appears .

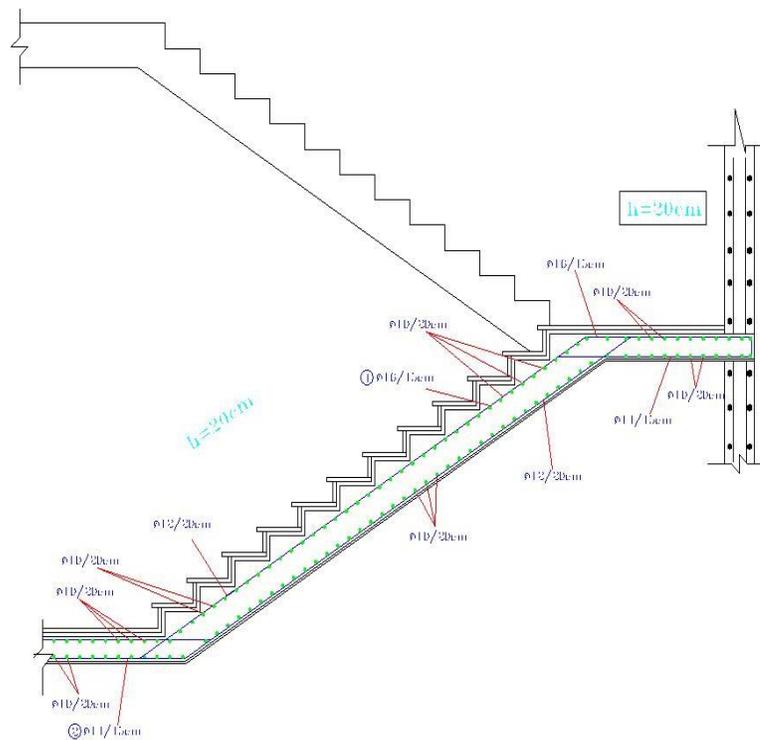


Figure (4- 17):Reinforcement Details of Stair

❖ References :-

[1] Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures

(ASCE7-16).

[2] Building code requirements for structural concrete (ACI-318-14), USA: American

[3] Concrete Institute, 2014

Uniform Building Code : UBC -97 code .

[4] كود البناء الأردني, كود الأحمال والقوى, عمان, الأردن: مجلس البناء الوطني الأردني, 2006م.