



كلية الهندسة

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

الخليل- فلسطين

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمركز علاج طبيعي

فريق العمل :

زهير وائل زهير أبو رميله

محيي الدين خالد العيسة

اشراف :

د. ماهر عمرو

2022



كلية الهندسة

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمركز علاج طبيعي

فريق العمل :

زهير وائل زهير أبو رميله

محيي الدين خالد العيسة

بناء على توجيهات ومتابعة المشرف على المشروع ، تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية في كلية الهندسة للوفاء بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع: د. ماهر عمرو

توقيع رئيس الدائرة: د. بلال المصري

2022

الإهداء

إلى المعلم الأول.... رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبد الله

إلى من هم أحق منا بالحياة إلى.....الشهداء.

إلى.... أنشودة الصغر وقدوة الكبر إلى.....أبي العزيز.

إلى.... نبع العطاء وسيل الحنان إلى.....أمي العزيزة.

إلى عنوان سعادتي إلى.....إخوتي الأعزاء.

إلى.... هبة السماءأصدقائي الأوفياء.

إلى الشموع التي احترقت لتتير الدرب إلى.....أساتذتي.

إلى.... من عرفتهم في هذا الصرح العلميزملائي وزميلاتي.

إلى...دائرتي كليتي جامعتي

إلى الداعم الأكبر لي في هذا المشروع إلى الدكتور ماهر عمرو

إلى كل من ساهم في انجاز هذا العمل المتواضع

أهدي هذا العمل إلى نفسي التي رابطت للخمس سنين من أجل اعمار الوطن بأبنائه المهندسين

إلى كل هؤلاء نهدي هذا البحث.

الشكر والتقدير

لا بد لي وأنا أخطو خطواتي الأخيرة في الحياة الجامعية من وقفة نعود فيها الى أعوام قضيناها في رحاب الجامعة مع أساتذتنا الكرام الذين قدموا لنا الكثير باذلين بذلك جهوداً كبيرة في بناء جيل الغد لتبعث الأمة من جديد.

وقبل أن نمضي نقدم أسمى آيات الشكر والامتنان والتقدير والمحبة الى الذين حملوا أقدس رسالة في الحياة الى الذين مهدوا الطريق لنا، طريق الهداية والعلم والمعرفة الى جميع اساتذتنا الأفاضل ...

" كن عالماً ... فإن لم تستطع فكن معلماً، فإن لم تستطع فأحب العلماء، فإن لم تستطع فلا تبغضهم "

نخص بالشكر والتقدير الى:

الى جامعتنا العزيزة جامعة بوليتكنك فلسطين

الى كلية الهندسة

الى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ... بطاقتها التدريسي والاداري

الى مشرفنا العزيز

[الدكتور ماهر عمرو]

الى من دعمنا في جميع مراحل حياتنا ... أهلنا الأحباء

لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطاً

الملخص

يهدف المشروع الى عمل تصميم انشائي لجميع العناصر الانشائية المكونة لمركز العلاج الطبيعي بناءً على المساقات النظرية الانشائية المتعددة والتي تمت دراستها في المساقات السابقة ، وذلك لما للتصميم الانشائي من اهمية فهو من اهم المراحل التي يمر بها المبنى والتي يتم فيها تحديد اماكن الاعمدة و الانظمة الانشائية لمختلف عناصر المبنى وبذلك يتم تحويل المخططات المعمارية الاولية الى مخططات قابلة للتنفيذ .

يتكون المبنى من طابقين تقدر المساحة الاجمالية بـ 1561م²، موجود في قرية سياحية في منطقة لحول مقابل احراش نوبا بالخليل ، يهدف هذا المبنى الى علاج وراحة الزائرين حيث يتكون من عدة خدمات منها صالة تدليك وبركة سباحة وساونا وبخار وتوفير صور بالأشعة بالإضافة الى انه يحتوي على متجر لبيع ما يحتاجه الزبائن.

وتحقيقاً لهدف المشروع تم في البداية دراسة المخططات المعمارية و اختيار انسب الية لتوزيع العناصر الانشائية بما لا يتعارض مع التصميم المعماري للمبنى ، ثم تم عمل دراسة انشائية مفصلة تم فيها تقدير الاحمال الحية المتوقعة على جميع العناصر الانشائية بالاعتماد على الكود الأردني و تحليل وتصميم جميع تلك العناصر بالاعتماد على الكود الامريكي وباستخدام مجموعة من البرامج الهندسية . وفي النهاية تم إعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الانشائية المكونة لهيكل المبنى ليصبح المبنى قابلاً للتنفيذ .

ABSTRACT

The project aims to make a structural design for all the structural elements that make up to the physiotherapy center based on the multiple structural theoretical courses that were studied in the previous courses, because of the importance of the structural design, as it is one of the most important stages that the building passes through, in which the locations of the columns and structural systems for the various The elements of the building, thus converting the initial architectural plans into executable plans.

The building consists of two floors, the total area is estimated at 1561 square meters. It is located in a tourist village in the Halhul area, opposite the Nuba forests in Hebron. This building aims to treat and comfort visitors, as it consists of several services, including a massage parlour, swimming pool, sauna, steam, x-rays, in addition to that it contains a store To sell what customers need.

In order to achieve the goal of the project, the architectural plans were initially studied and the most appropriate mechanism was chosen for the distribution of the structural elements in a way that does not conflict with the architectural design of the building. of engineering programs. In the end, executive plans were prepared for all the structural elements that make up the structure of the building, so that the building becomes executable.

فهرس المحتويات

رقم الصفحة	
i	صفحة العنوان الرئيسية
ii	شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج
iii	الإهداء
iv	الشكر والتقدير
v	ملخص المشروع باللغة العربية والإنجليزية
vi	فهرس المحتويات
viii	فهرس الصور والجداول
X	List of Abbreviation
الفصل الأول: المقدمة	
2	1.1 المُقَدِّمة
2	1.2 أهداف المشروع
2	1.3 مشكلة المشروع
3	1.4 حدود مشكلة المشروع
3	1.5 المسلمات
3	1.6 فصول المشروع
4	1.7 إجراءات المشروع
الفصل الثاني: الوصف المعماري	
6	2.1 لمحة عامة عن المشروع
6	2.2 أهمية الموقع
6	2.3 حركة الشمس والرياح
7	2.4 الرطوبة
7	2.5 وصف طوابق المشروع
7	2.5.1 الطابق الأرضي
8	2.5.2 الطابق الأول
9	2.6 الواجهات
9	2.6.1 الواجهة الجنوبية
9	2.6.2 الواجهة الغربية
10	2.6.3 الواجهة الشرقية
11	2.6.4 الواجهة الشمالية
11	2.7 وصف الحركة والمداخل
12	2.8 صور توضيحية للمبنى ثلاثية الأبعاد
الفصل الثالث: الوصف الإنشائي	
14	3.1 المُقَدِّمة
14	3.2 هدف التصميم الإنشائي

14	3.3 مراحل التصميم الإنشائي
15	3.4 الأحمال
16	3.5 الاختبارات العملية
16	3.6 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى
17	3.6.1 العقدات
19	3.6.2 الجسور
20	3.6.3 الأعمدة
20	3.6.4 الجدران
21	3.6.5 الأساسات
22	3.6.6 الأدرج
22	3.6.7 فاصل التمدد
chapter 4: Structural Design & Analysis	
22	4.1 Introduction
22	4.2 Design method and requirements.
25	4.3 Factored loads
25	4.4 Determination of minimum thickness of structural members
26	4.5 Design of one-way ribbed slab
35	4.6 Design of a T-Section Beam
43	4.7 Design of a Rectangular Beam
50	4.8 Design of Column
54	4.9 Design of Isolated Footing
58	4.10 Design of Shear Wall
61	4.11 Design of Stairs
الفصل الخامس: الوصف الإنشائي للسنتيل	
67	5.1 مقدمة
67	5.2 هيكلية الجامالون
69	5.3 مراحل التصميم الإنشائي
72	5.4 الأحمال
الفصل السادس: التوصيات والمراجع	
77	6.1 النتائج
77	6.2 التوصيات
77	6.3 قائمة المصادر والمراجع

فهرس الصور والجداول

Figure (2- 1) : مخطط الطابق الأرضي	7
Figure (2- 2) : مخطط الطابق الأول	8
Figure (2- 3) : الواجهة الجنوبية	9
Figure (2- 4) : الواجهة الغربية	10
Figure (2- 5) : الواجهة الشرقية	10
Figure (2- 6) : الواجهة الشمالية	11
Figure (2- 7) : Section A-A	11
Figure (2- 8) : Section B-B	12
Figure (2- 9) : صورة 3D	12
Figure (2- 10) : صورة 3D	12
Figure (3- 1) : عقدة مصممة ذات اتجاه واحد	17
Figure (3- 2) : عقدة مصممة ذات اتجاهين	18
Figure (3- 3) : عقدة عصب ذات اتجاه واحد	18
Figure (3- 4) : عقدة عصب ذات اتجاهين	19
Figure (3- 5) : جسور	19
Figure (3- 6) : أعمدة	20
Figure (3- 7) : جدران استناديه	21
Figure (3- 8) : أساسات	21
Figure (3- 9) : الأدرج	22
Figure (4- 1) : Variation of \emptyset factor with net tensile strain (ACI 318).....	25
Figure (4- 2) : System of topping	26
Figure (4- 3) : Spans of rib (R-GR floor)location	28
Figure (4- 4) : geometry of rib (R6).....	29
Figure (4- 5) : service load of rib (R6).....	30
Figure (4- 6) : Shear envelope of rib (R6).....	30
Figure (4- 7) : Moment envelope of rib (R6)	30
Figure (4- 8) : Deflection of rib (R6).....	34
Figure (4- 9) : Beam 2	35
Figure (4- 10) : geometry of Beam 2.....	35
Figure (4- 11) : Dead and Live Load of Beam 2	36
Figure (4- 12) : moment and shear for Beam2.....	37
Figure (4- 13) : shear for Beam 2	41

Figure (4- 14) : Deflection for Beam 2.....	43
Figure (4- 15) : Beam 12.....	43
Figure (4- 16) : geometry of beam 12.....	44
Figure (4- 17) : Dead and Live load of beam 12	44
Figure (4- 18) : moment for Beam 12.....	45
Figure (4- 19) : shear for Beam 12.....	48
Figure (4- 20) : Deflection of Beam 12.....	50
Figure (4- 21) : Section for Column 2.....	54
Figure (4- 22) : Foundation 2	58
Figure (4- 23) : Shear Wall	58
Figure (4- 24) : Stairs Top View	61
Figure (4- 25) : Load on flight	62
Figure (4- 26) : Load on landing	64
Figure (4- 26) : Stairs Details	65
Figure (5- 1) : أنواع الجمالونات.....	67
Figure (5- 2) : الجمالون الرئيسي.....	68
Figure (5- 3) : جمالون عرضي.....	68
Figure (5- 4) : جمالون عرضي وسطي.....	69
Figure (5- 5) : جمالون 3D.....	70
Figure (5- 6) : الاحمال القصوى للشد والضغط.....	71
Figure (5- 7) : Member deflection total	72
Figure (5- 8) : الأحمال الحية	73
Table (3- 1) : الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.....	15
Table (4- 1) : Determination of minimum thickness of structural member	25
Table (4- 2) : Dead Load Calculation for topping	26
Table (4- 3) : Dead Load Calculation for rib (R6).....	29
Table (4- 4) : Flight Dead Loads	62
Table (4- 5) : Landing Dead Loads	62

List of Abbreviations

- A_c = area of concrete section resisting shear transfer.
- A_s = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_g = gross area of section.
- A_v = area of shear reinforcement within a distance (S).
- A_t = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- b_w = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- E_c = modulus of elasticity of concrete.
- f_c' = compression strength of concrete.
- f_y = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- L_n = length of clear span in long direction of two-way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- L_w = length of wall.
- M = bending moment.
- M_u = factored moment at section.
- M_n = nominal moment.
- P_n = nominal axial load.
- P_u = factored axial load
- S = Spacing of shear or 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. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.
- W_u = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ϵ_c = compression strain of concrete = $0.003\text{mm}/\text{mm}$.
- ϵ_s = strain of tension steel.
- ϵ'_s = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area.

الفصل الأول

المقدمة

1.1 المُقَدِّمَة

1.2 أهداف المشروع

1.3 مشكلة المشروع

1.4 حدود مشكلة المشروع

1.5 المسلمات

1.6 فصول المشروع

1.7 إجراءات المشروع

1.1 المقدمة

البناء والتعمير من أهم سبل تقدم الأمم والحضارات ورُقِي المجتمعات وأن الله سبحانه وتعالى خلق الكون وهياً الأرض لذلك.

فالهندسة المدنية عموماً هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكاناً أنسب 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.

لكل داءٍ دواء ولكل مشكلةٍ حل، فتكمن وظيفة المهندس في إيجاد الحل الأنسب والملائم للمشكلات التي تواجهه ومحور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بالتصميم الإنشائي لمبنى (العلاج الطبيعي).

1.2 أهداف المشروع

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

- اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
- قدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
- تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
- إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.

1.3 مشكلة المشروع

يتمحور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية ل مركز علاج طبيعي، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات والجسور والأعمدة والأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر ولا يتعارض مع التصميم المعماري

1.4 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم للعناصر الإنشائية له مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ، ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها خلال مساق مشروع التخرج، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

1.5 المسلمات

- اعتماد الكود الأردني للأحمال
- اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-14)
- استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir18)، (Etabs)، (Safe)، (SP Column)، (Found)
- برامج أخرى مثل: AutoCAD، Excel، Power Point، Microsoft office Word .

1.6 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

- ♣ الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة.
- ♣ الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
- ♣ الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
- ♣ الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.
- ♣ الفصل الخامس: النتائج والتوصيات.

1.7 إجراءات المشروع

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

الفصل الثاني

الوصف المعماري

2.1 لمحة عامة عن المشروع

2.2 أهمية الموقع

2.3 حركة الشمس والرياح

2.4 الرطوبة

2.5 وصف طوابق المشروع

2.6 الواجهات

2.7 وصف الحركة والمداخل

2.8 صور توضيحية للمبنى ثلاثية الأبعاد

2.1 لمحة عامة عن المشروع

المشروع عبارة عن مبنى علاج طبيعي، ويقوم المشروع على فكرة جعل المبنى عنصر لعلاج وراحة الزائرين. وقد كانت هذه الأفكار تركز بشكل أساسي على الفراغات الداخلية للمبنى ومن جعل البيئة الخارجية مناسبة للجلوس والتجول فيها حيث المبنى مقام في قرية ترفيهية سياحية، وكما تم التركيز على توفير الراحة وسهولة الوصول واستعمال المبنى وعلى العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى وأشعة الشمس واتجاه الرياح والمناخ وغيرها. يتكون المبنى من طابقين حيث مساحتهم الكلية 1561 متر مربع مقامة على قرية سياحية تقع بمنطقة حلحول مقابل احراش نوبا في الخليل بمساحة مقدارها 21616 متر مربع

2.2 أهمية الموقع

هناك اسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام. وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار الموقع للقرية والمبنى:

- جغرافية الموقع: هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض.
- شبكه المواصلات: حيث الطرق والمواصلات سهلة للوصول الى القرية.
- الغطاء النباتي: هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات.
- أنماط المباني المحيطة ونوعها: تجارية، صناعية، سكنية، أم خدماتية، وكيفية تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه.

2.3 حركة الشمس والرياح

تتعرض محافظة الخليل بشكل عام، ومدينة الخليل بشكل خاص إلى الرياح الجنوبية الغربية التي تجلب الامطار واليهها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الشرقية التي تكون باردة شتاء، ونظرا لموقعها الجغرافي فإن الرياح الجنوبية الغربية تهب عليها وتصطدم بتيارات دافئة، وتلتقي تلك القادمة من الشرق بالرياح القادمة من الغرب فتقلل من رطوبتها وتجعلها أكثر انسجاما، إذ تجعل الهواء معتدلا جافاً، كما تهب على المدينة رياح جافة كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع 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، وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر

على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.

2.4 الرطوبة

يتراوح معدل الرطوبة في مدينة الخليل من 64-84% في فصل الشتاء، ولارتفاع المدينة عن سطح البحر أثرٌ في تقليل نسبة الرطوبة التي يحملها الهواء القادم من البحر، حيث يقدر ارتفاع مدينة الخليل حول 1000 متر عن سطح البحر.

2.5 وصف طوابق المشروع

2.5.1 الطابق الأرضي

تبلغ مساحة هذا الطابق 741.6 متراً مربعاً، حيث يتكون من ساحة استقبال فيه مكتب للسكرتيرة، وغرفة الاشعة والذي بداخلها يوجد غرفة لتبديل الملابس وغرفة للتحكم، ومختبر، وغرفة لتحريض صور الاشعة، وغرفة للتدليك، وغرفة ساونا، وغرفة بخار، وغرفة تحتوي على بركة سباحة، ومكاتب دكاترة، ومطبخ، ومتجر، وخدمات عامة. بالإضافة الى وسائل إيصال إلى الطابق العلوي من خلال الأدراج العادية والمصاعد الموزعة في أنحاء هذا الطابق؛ وهو على منسوب 5.2، كما هو موضح في المخطط التالي:



الشكل (2.1): مخطط الطابق الأرضي.

2.5.2 طابق الأول

تبلغ مساحة هذا الطابق 811.2 متراً مربعاً، حيث يتكون من مظلة، ساحة استقبال ومكاتب للدكاترة، وغرفة اجتماع، ومختبر، وغرفة لتحريض صور الأشعة، وغرفة للتدليك، وغرفة ساونا، وغرفة بخار، وغرفة نوم وتدليك، وغرف، ومطبخ، وخدمات عامة. بالإضافة؛ وهو على منسوب 9.36، كما هو موضح في المخطط التالي:



الشكل (2.2): مخطط الطابق الأول

2.6 الواجهات

إن المهندس المعماري يهتم بالواجهات بشكل كبير فهو بذلك يرسل رسالة بإبداعه وفنه إلى الأشخاص الذين لا يدخلون المبنى، ويرونه من الخارج فقط، ويعمد المعماري الى خلق توازن مقبول بين الواجهات وطبيعة المبنى واستخداماته، لذا كان لزاما عليه مراعاة كل تفصيلا من تفاصيل الواجهة من حيث المواد المستخدمة فيها، توزيع الفتحات، وغيرها من العوامل التي تبرز جمال تصميم الواجهة.

2.6.1 الواجهة الجنوبية

تعتبر الواجهة الرئيسية للمبنى هي الواجهة الغربية تحتوي على المدخل المؤدي الى الطابق الارضي كما ويظهر طريق خاص لدخول أصحاب الاحتياجات الخاصة ويظهر فيها جميع طوابق المبنى، ويظهر أيضا استخدام مواد مختلفة لإنشاء هذه الواجهة مثل المواد الخرسانية والحجر والزجاج ما يضيفي إلى المبنى منظرا جماليا يسر الناظرين، كما يظهر في الشكل التالي:



الشكل (2.3) الواجهة الجنوبية.

2.6.2 الواجهة الغربية

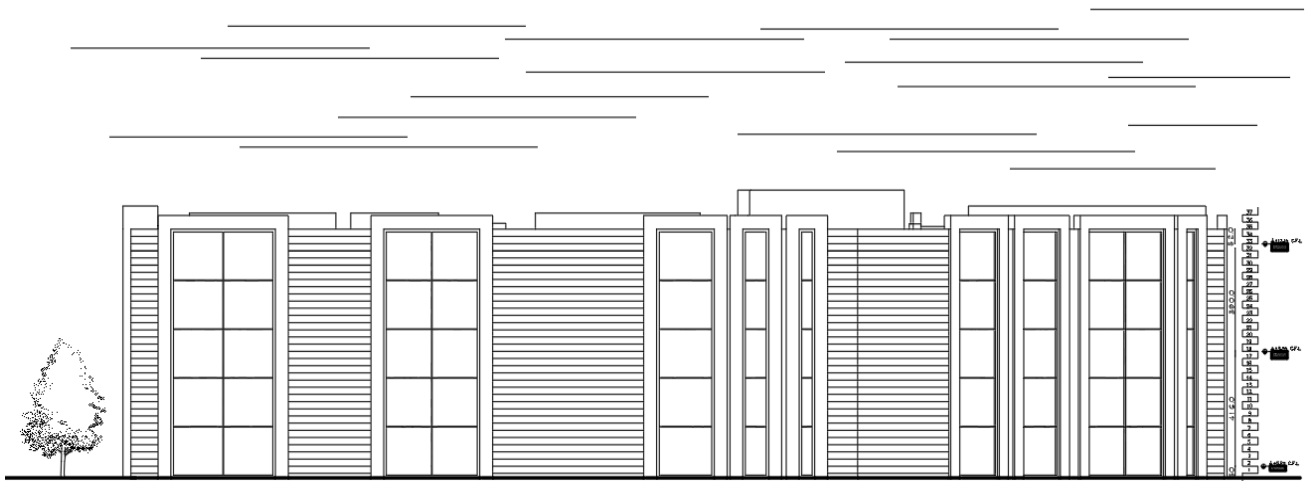
تعتبر أيضا واجهة رئيسية للمبنى حيث تحتوي على المدخل المؤدي الى الطابق الأرضي كما ويظهر طريق خاص لدخول أصحاب الاحتياجات الخاصة يظهر في هذه الواجهة جميع طوابق المبنى، وتحتوي على عناصر انشائية متنوعة مثل الزجاج والحجر حيث يضيف لمسة معمارية جميلة كما هو مبين في الشكل التالي:



الشكل (2.4) الواجهة الغربية.

2.6.3 الواجهة الشرقية

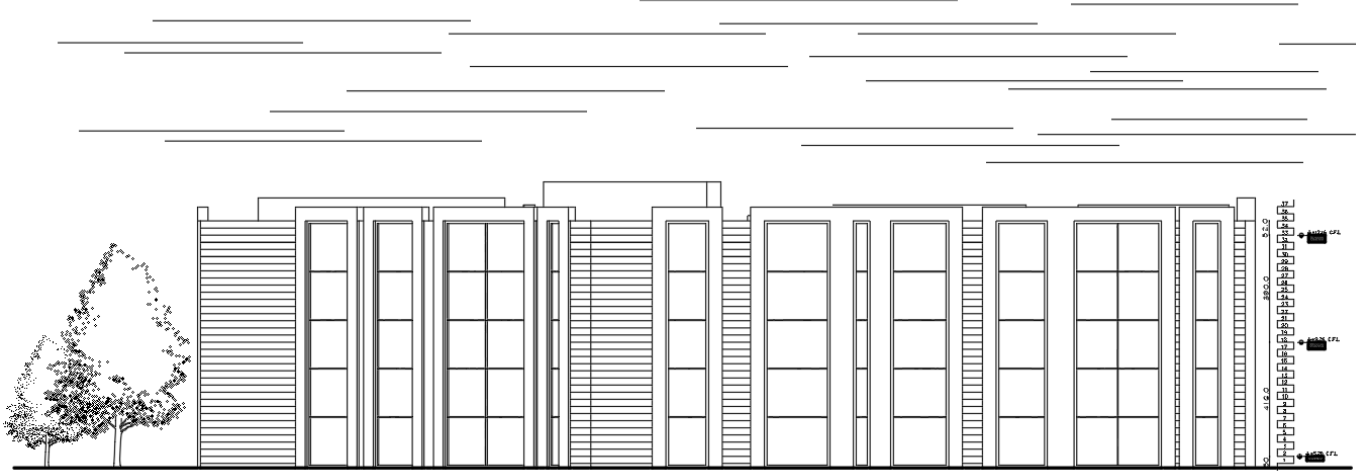
تعتبر الواجهة الخلفية حيث تكون على شكل كتل متنوعة ومتناغمة (حجر، زجاج)، والذي اعطى جمال للمبنى، وهذا كله مُبين في الشكل التالي:



الشكل (2.5) الواجهة الشرقية.

2.6.4 الواجهة الشمالية

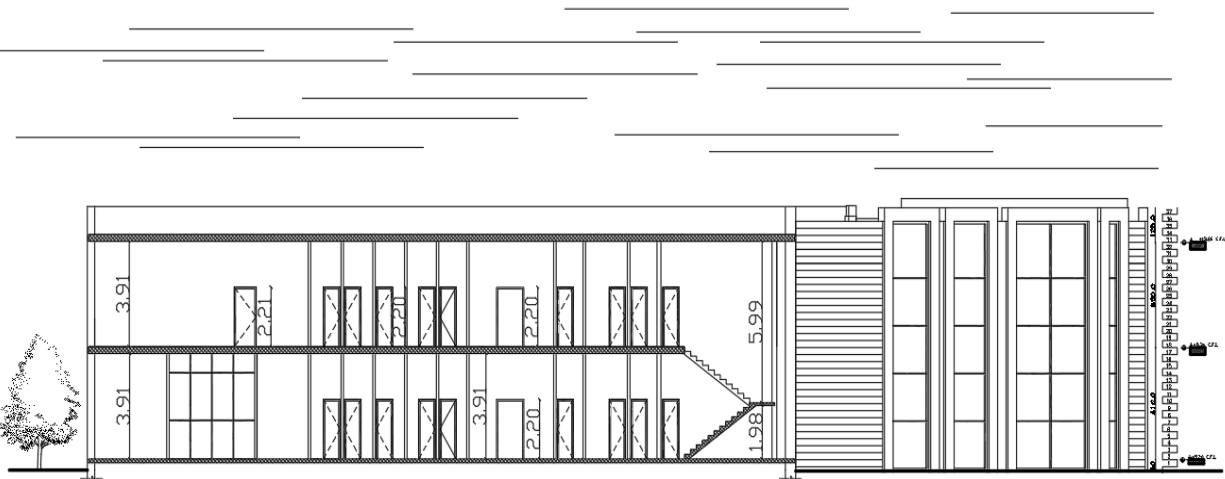
وكباقي الواجهات في المبنى اتحدت مجموعة من العناصر (الحجر والزجاج) بشكل متناعم ومتناسق لتبرز الجمال المعماري لهذه الواجهة، جميع هذه العناصر أبرزت الجمال والروعة المعمارية للواجهة، كما هو مبين في الشكل التالي:



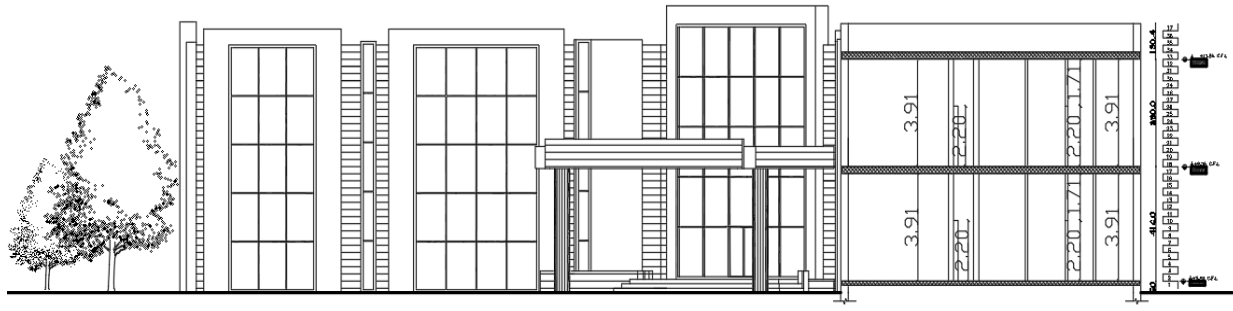
الشكل (2.6) الواجهة الشمالية.

2.7 وصف الحركة والمداخل

تتعدد أشكال الحركة حول المبنى، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة، والتي تتمثل خارجياً في الوصول إلى المبنى وداخلياً بالحركة الأفقية والعمودية، بالنسبة للحركة الأفقية والعمودية في داخل المبنى فإنها تتم في جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممرات بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها وكذلك عن طريق المصاعد والأدراج المختلفة. وفي المقاطع التالية توضيح للوسائل المستخدمة في التنقل داخل المبنى:

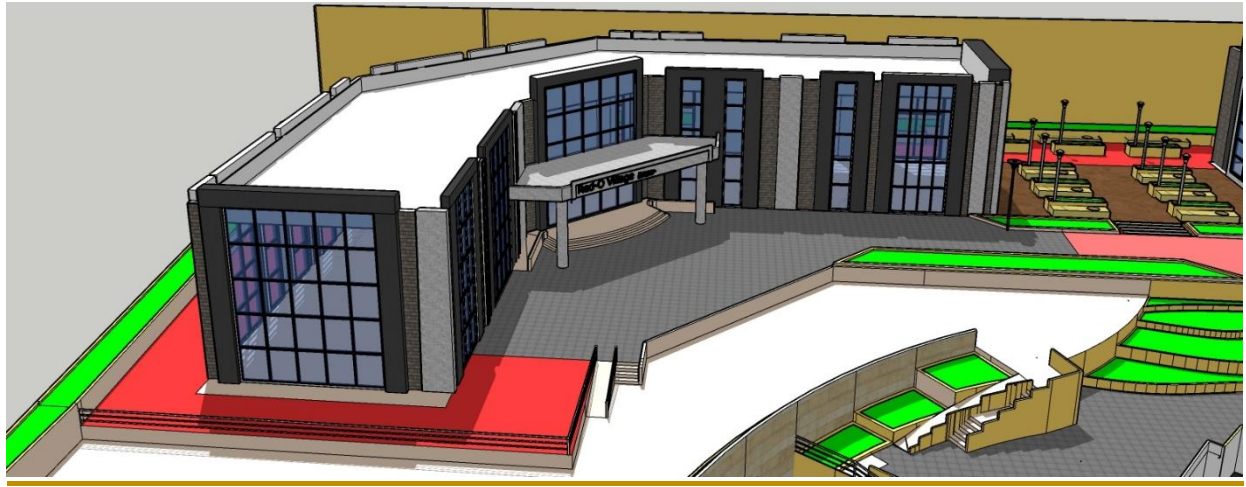


الشكل (2.7) Section A-A



الشكل (2.8) Section B-B.

2.8 صور توضيحية للمبنى ثلاثية الأبعاد



شكل (2.9): صورة 3D



شكل (2.10): صورة 3D

الفصل الثالث الوصف الإنشائي

3.1 المُقَدِّمَة

3.2 هدف التصميم الإنشائي

3.3 مراحل التصميم الإنشائي

3.4 الأحمال

3.5 الإختبارات العملية

3.6 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى

3.1 المقدمة

بعد الوصف المعماري للمبنى لا بد من وضع الأفكار و التحليلات الموجودة في التصميم المعماري و تطبيقها في التصميم الإنشائي الذي يتوافق مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافة العناصر الإنشائية وفقاً لقوانين الهندسية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها و بالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري.

3.2 هدف التصميم الإنشائي

التصميم الإنشائي عملية متكاملة تعتمد على بعضها البعض حيث تلبي مجموعة من الأهداف والعوامل التي من شأنها الخروج بمنشأ يحقق الهدف المرجو منه، وهذه الأهداف هي على النحو التالي:

- ◆ الأمان (Safety): حيث يكون المبنى آمناً في جميع حالاته ومقاوم للتغيرات الطبيعية التي يتعرض لها.
- ◆ التكلفة الاقتصادية (Economical): وهي تحقيق أكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
- ◆ ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى.
- ◆ الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.

3.3 مراحل التصميم الإنشائي:-

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى ثلاث مراحل رئيسية:

المرحلة الأولى:-

وهي الدراسة المبدئية للمشروع من حيث طبيعة المشروع ومواصفاته ، بالإضافة لفهم المشروع فهماً صحيحاً، وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع، ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام، والأبعاد الأولية المتوقعة منه.

المرحلة الثانية:

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي (الاعصاب) وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

المرحلة الثالث:

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي (الفرغات) وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

3.4 الأحمال :-

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

1. الأحمال الميتة

هي الأحمال ناتجة عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من مواد البناء وهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m ³)
1	Tile	23
2	Plaster	22
3	Reinforcement concrete	25
4	Block	10
5	Mortar	22
6	Sand	17
7	Partition	2.3

الجدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

2. الأحمال الحية :-

هي الاحمال التي يتعرض لها المنشأة بحكم استعمالها المختلفة، بما في ذلك الاحمال الموزعة والمركزة، وهي تشمل:

- أوزان الافراد مستخدمي المنشأة.
- الاحمال الديناميكية، كالمعدات التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.
- الاحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير موضعها من وقت لآخر، كالأثاث والمعدات والماكينات الغير مثبتة والمواد المخزنة.

وبالرجوع الي الكود الأردني تم أخذ الاحمال الحية لجميع أجزاء المبني 5 KN/m^2

3. الأحمال البيئية: -

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية وهي كما يلي: -

■ أحمال الرياح (*Wind Loads*): -

عبارة عن قوى الأفقية التي تؤثر على المنشأة و يظهر تأثيرها في المباني المرتفعة خاصة ، و تكون موجبة اذا كانت ناتجة عن ضغط و سالبة اذا كانت ناتجة عن شد ، و تقاس بوحدة KN/m^2 ، و تحدد احمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبني عن سطح الأرض ، و الموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة او منخفضة و تكون سرعة رياح أعلى كلما صعدنا لأعلى نتيجة لإنخفاض قوى الإحتكاك بين الرياح و سطح الأرض.

■ أحمال الثلوج (*Snow Loads*): -

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

- ارتفاع المنشأة عن سطح البحر.
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

■ أحمال الزلازل (*Earthquake Loads*):

تنتج الزلازل عن اهتزازات داخلية في باطن الأرض أفقية ورأسية، بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية، فنتنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأة،

3.5 الإختبارات العملية: -

قبل الدراسة الإنشائية لأي مبني ، يوجد مرحلة الإستكشاف للموقع وهي عمل الدراسات الجيو تقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة وفحص ما في باطن الأرض والصخور والمياه الجوفية ، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة، عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قدرة تحمل التربة (*Bearing Capacity*) اللازمة لتصميم أساسات المبني.

3.6 العناصر الإنشائية المكونة للمبني:

المبني عبارة عن مجموعة من العناصر الإنشائية مرتبطة مع بعضها البعض كالجسد الواحد، ليصبح قادرة على تحمل الأحمال التي تؤثر عليه، و من اهم هذه العناصر ، العقدات و الجسور و الاعمدة و الاساسات و غيرها .

3.6.1 العقدات (Slabs) :-

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بنقل القوى الرئيسية نتيجة للأحمال التي تتعرض لها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والاعمدة.

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة، منها ما يلي

- **البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى:**

- ♣ **العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One-way Solid Slabs).**

- ♣ **العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two-way solid slabs).**

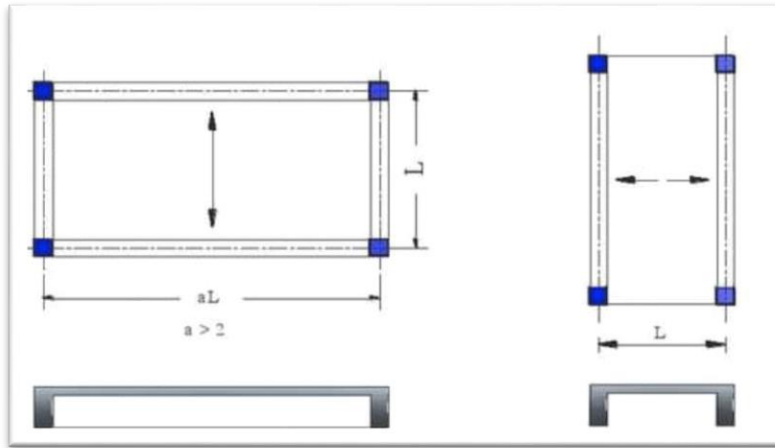
- **البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى:**

- ♣ **عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One-way ribbed slab).**

- ♣ **عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two-way ribbed slab).**

- ♣ **العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):**

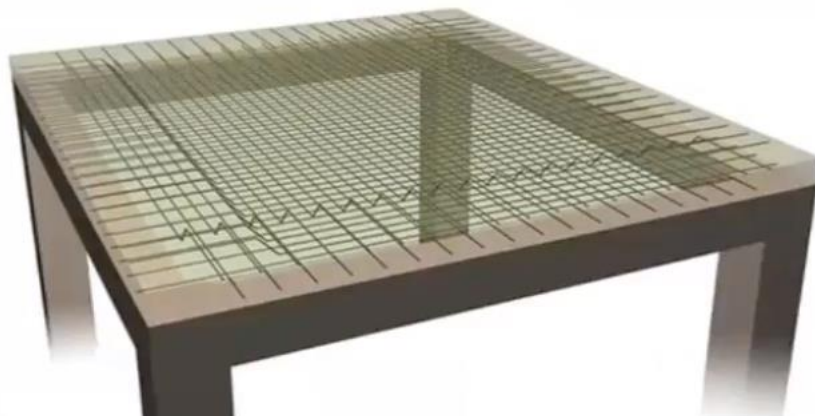
تستخدم في البحور الكبيرة ويجب ان يكون الطول ضعف أو يساوي العرض وفي هذه الحالة تنتقل الأحمال في الاتجاه القصير، وبالتالي يكون التسليح الرئيسي في الاتجاه القصير ولكن يتم وضع حديد ثانوي في الاتجاه الطويل بسبب التمدد والانكماش.



Figure(3-1): عقدة مصمتة ذات اتجاه واحد

العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab) :

هي البلاطات التي يسير فيها الحمل في الاتجاهين معاً، ولذلك عند التسليح يجب وضع قضبان الحديد بالاتجاهين وعن طريق الحسابات نجد مواصفات وكميات حديد التسليح. وتكون هذه البلاطات محمولة على أربع كمرات، أي من جميع جوانب البلاطة، وليست محمولة من جهتين فقط.



عقدة مصمتة ذات اتجاهين (3-2) Figure

عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) :

تقوم فكرة هذا النظام على محاولة تخفيف أوزان السقف مع الاحتفاظ بقيمة عالية لعزم القصور الذاتي (I) وذلك عند الحاجة إلى تكبير السقف، ويتم ذلك بتفريغ منطقة السقف المعرضة للشد، أو، ملئها بأحجار خفيفة يتم صفها على مسافات محسوبة على جوانب الأعصاب وهنا يجب الانتباه إلى أن وظيفة هذه الأحجار هي تعبئة الفراغ ليس إلا، وبالتالي يمكن إزالتها واستبدالها بأي مادة أخرى تضمن منع وصول الخرسانة للمنطقة المقرر تفريغها.

ويكون التسليح باتجاه الطول الأقصر في العقدة، وقد تم استخدام هذه العقدة في معظم طوابق هذا المشروع لخفة وزنها وفعاليتها.



عقدة عصب ذات اتجاه واحد (3-3) Figure

♣ عقدات الأعصاب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab)

تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع عقدة الأعصاب ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين.



عقدة عصب ذات اتجاهين (3-4) Figure

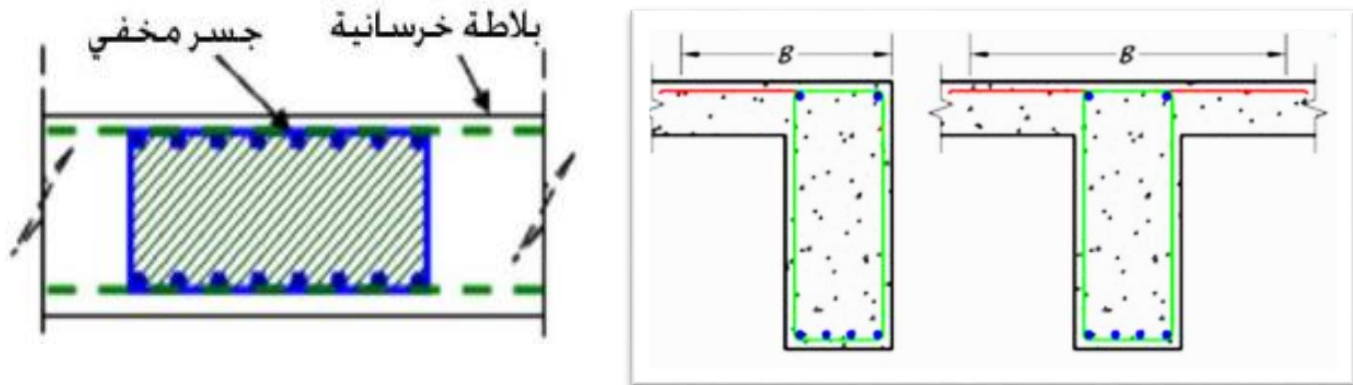
3.6.2 الجسور (Beams):

هي عناصر إنشائية أساسية، تقوم بنقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة إلى الأعمدة، وهي نوعان:

- الجسور المسحورة: تكون مخفية داخل العقدات بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة.
- الجسور الساقطة: يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين:

- العلوي (Up Stand Beam)

- السفلي (Stand Beam Down) [بحيث تسمى هذه الجسور (L-Section، T-Section)]



جسور (3-5) Figure

3.6.3 الأعمدة (columns):

من أهم العناصر الإنشائية في المنشأ، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور، وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأساسي، فيجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فالمشروع يحتوي نوعان الأعمدة وهي المستطيلة والدائرية.



أعمدة (3-6) Figure

3.6.4 الجدران (walls):

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسليح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وتم تحديد الجدران الحاملة في المبنى، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، 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 وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم.

أنواع الجدران الإنشائية:

◇ الجدران الحاملة (bearing walls) :-

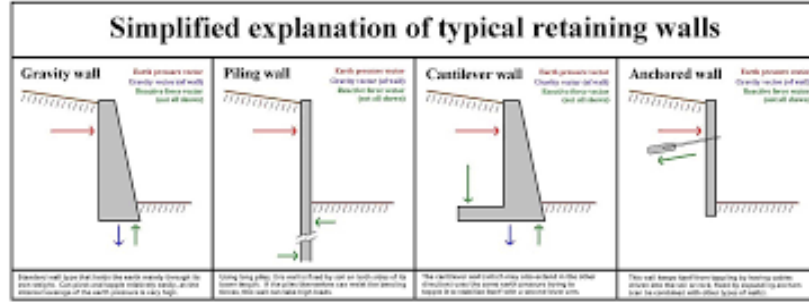
وهي التي تتحمل القوى والأوزان العمودية التي تُطبق عليها.

◇ الجدران الساندة أو الاستنادية (retaining walls) :-

وهي التي تتحمل القوى الأفقية من ضغط التربة بصورة متعامدة مع مستواها، أي بصورة موازية للسُّمك الجدار.

◇ جدران القص (shear walls) :-

وهي التي تتحمل القوى الأفقية من الرياح أو الزلازل أو غيرها التي تُطبق عليها ضمن مستواها وبصورة موازية لطولها.



جدران استنادية (3-7)

3.6.5 الأساسات (Foundation):

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يتم تنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى. وتعتبر الأساسات رابط بين العناصر الإنشائية في المبنى والارض، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، وبناء على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة:

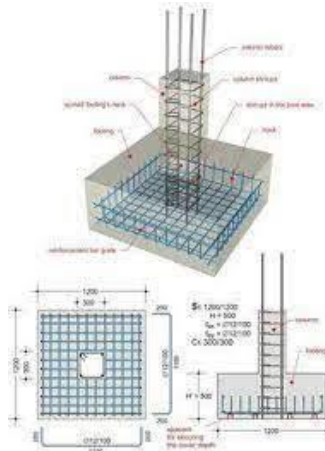
وهناك نوعين من الاساسات:

❖ **الاساس السطحي (Shallow Foundation):** وتكون قريبة من سطح الارض وهي على عدة انواع:

- أساسات منفصلة (Isolated footing)
- أساسات مزدوجة (Compound footing)
- أساسات شريطية (Strip footing)

❖ **الاساس العميق (Deep Foundation):** و يكون عميقاً داخل التربة لنقل أحمال المبنى الى طبقات أتربة عميقة وأقوى.

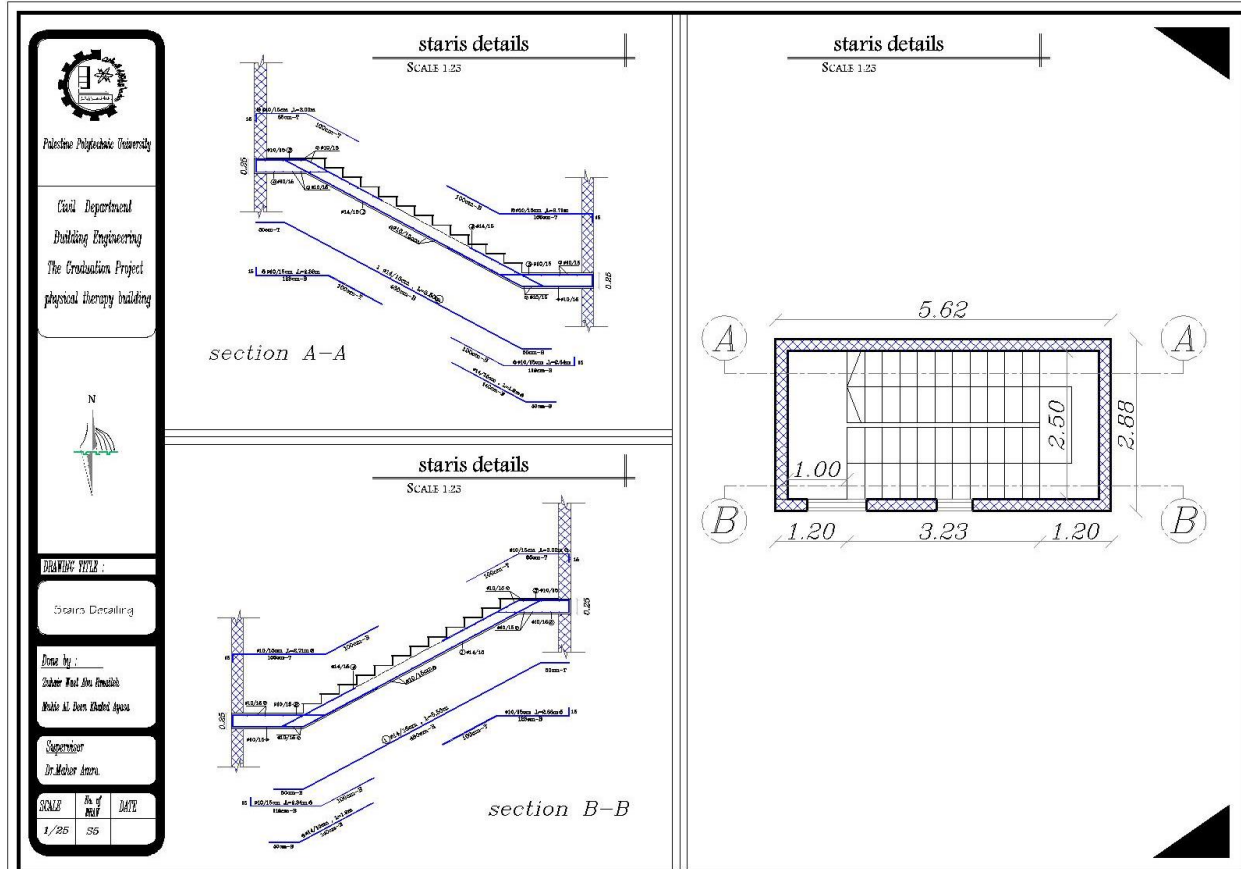
ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس ونظراً لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم مع طوبوغرافية الأرض.



أساسات (3-8)

3.6.6 أدرج (stairs):

الأدرج عبارة عن العنصر المسؤول عن الانتقال العمودي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة. ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع.



الأدرج (3-9) Figure

3.6.7 فاصل التمدد (Expansions Joints):

تنفذ في المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معا. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية.

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.
- ويمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش والتمدد والزحف.

كما يجب ألا يقل عرض الفاصل عن (3 سم) وتم استخدامه بالمشروع بعرض (4 سم).

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4.1 Introduction.

4-2 Design method and requirements

4-3 Factored loads

4-4 Determination of minimum thickness of structural members

4-5 Design of one way ribbed slab

4-6 Design of T-Section Beam

4-7 Design of Rectangle Beam

4-8 Design of Column

4-9 Design of Isolated Footing

4-10 Design of Shear Wall

4-11 Design of Stairs

4-1 Introduction

- Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.
- Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.
- In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.
- So, in this project, there are many type of slabs such that “one way ribbed slab”, They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "BeamD- Software” to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

4-2 Design method and requirements

- The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-318-14 code.
- The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI code (318_14).

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.**

Material

- Reinforced Concrete: B300 , $f_c' = 24 \text{ N/mm}^2$ (Mpa)
- Reinforcement Rebars: $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$ (Mpa)

Strength reduction factors (ϕ).

According to ACI a reduction factor for structural elements must be included in the calculation of concrete sections, these factors are less than 1.0 for safety purposes, 0.9 for tension controlled sections, 0.75 (Spiral) or 0.65 (Stirrups) for compression controlled sections, 0.75 in shear calculation and 0.6 for plain concrete sections. The strength factor (ϕ) changes with net tensile strain of the cross section as illustrated in the following figure:

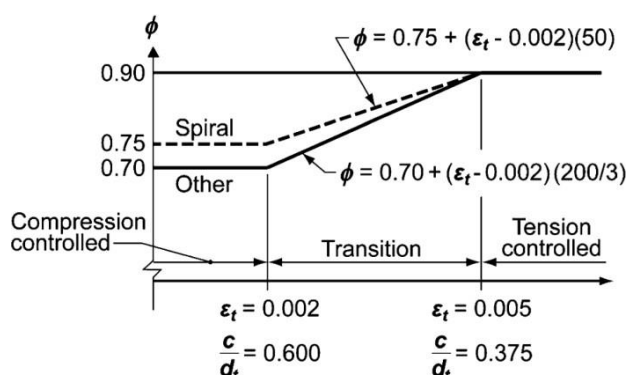


Fig. (4-1): Variation of ϕ factor with net tensile strain (ACI 318)

4-3 Factored loads

The factored loads used in the structural analysis and design according to ACI-318-11 (9.2) eq., is determined as follows:

$$\mathbf{W_u = 1.2DL + 1.6LL}$$

Where;

W_u: Ultimate Load (kN).

DL: Dead Load (kN).

LL: Live Load (kN).

4-4 Determination of minimum thickness of structural members

Minimum thickness of non-prestressed beams or one-way ribbed slabs unless deflections are calculated. (ACI 318M-11)

Member	Minimum Thickness, h			
	Simply Supported	One-end continuous	Two-ends continuous	Cantilever
Ribs & Beams	Span (L)/16	Span (L)/18.5	Span (L)/21	Span (L)/8

Table (4-1): Determination of minimum thickness of structural member

For rib 1 Ground floor:

$$\frac{L}{18.5} = \frac{6.24}{18.5} = 33.7\text{cm} \dots \text{For one end continuous. (For rib)}$$

Select Slab thickness $h=35\text{cm}$ but we run it on safe and Atir and the deflection was ok

4-5 Design of one way ribbed slab

One way ribbed slab Design procedure is explained in the following steps :

1- Design of topping:

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

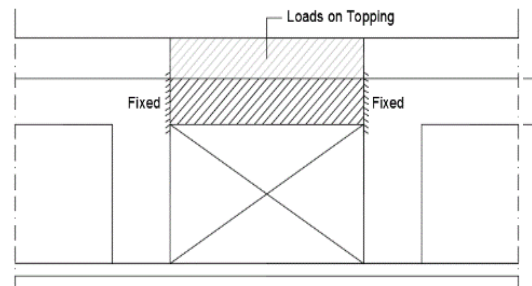


Figure (4- 2): System of topping

- **Calculation of Loads on Topping**

Dead loads that act on Topping can be calculated as shown in the following table :

→ Dead Load For 1m strip:

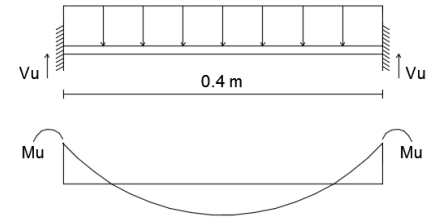
Table (4- 2): Dead Load Calculation for topping

No	Material	Quality Density KN/m ³	DL (KN/m)
1	Topping	25	$0.08 \times 25 \times 1 = 2$
2	Sand	17	$0.07 \times 17 \times 1 = 1.19$
3	Mortar	22	$0.03 \times 22 \times 1 = 0.66$
4	Tile	23	$0.03 \times 23 \times 1 = 0.69$
5	partitions	$2.3 \times 1 = 2.3 \text{ KN/m}$	
			$\Sigma =$
			6.84
			KN/m

→ Live Load For 1m strip = $5.0 \times 1 = 5.0 \text{ kN/m}$

→ Factored load (W_u) = $1.2 \times DL + 1.6 \times LL$

$$= 1.2 \times 6.84 + 1.6 \times 5 = 16.2 \text{ kN/m. (Total Factored Load).}$$



2: Analysis of topping

$$V_u = \frac{W_u \times L}{2} = \frac{16.2 \times 0.4}{2} = 3.24 \text{ kN}$$

$$M_u = \frac{W_u \times l^2}{12} = \frac{15.8 \times 0.4^2}{12} = 0.216 \text{ kN.m . control}$$

3 : Design Strength of topping

→ **Shear Design Strength :**

For Plain concrete section one way shear is calculated using the following equation:

$$\Phi \cdot V_c = \Phi \times 0.11 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times h$$

$$\Phi \cdot V_c = 0.55 \times 0.11 \times 1 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 80 = 25.87 \text{ kN} > V_u \rightarrow \text{SAFE}$$

→ **Moment Design Strength :**

For Plain concrete section with “ $b = 1 \text{ m}$ & $h = 8 \text{ cm}$ ”

$$\Phi M_n = 0.55 \times 0.42 \times \sqrt{f_c'} \times b \times \frac{h^2}{6}$$

$$\Phi M_n = 0.55 \times 0.42 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 80^2 / 6 = 1.2 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n (\text{plane concrete}) = 1.2 \text{ N.m} > M_u \text{ max} = 0.155 \text{ KN.m}$$

No structural reinforcement is needed . Therefore , shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$A_s = \rho \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Number Of } \emptyset 8 = \frac{A_{sreq}}{A_{sbar}} = \frac{144}{50.3} = 2.87 \rightarrow \text{Spacing(S)}=300\text{mm}$$

Step (s) is the smallest of :-

$$\begin{aligned}
 (1) \quad S &\leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \times C_c \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \\
 &= 380 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) - 2.5 \times 20 \leq 300 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) \\
 &= 380 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330 \text{ mm} \\
 S &\leq 300 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{ mm.}
 \end{aligned}$$

$$(2) \quad S \leq 3 \times h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{controlled.}$$

$$(3) \quad S \leq 450 \text{ mm.}$$

$S = 200 \text{ mm} < S_{\max} = 240 \text{ mm}$ - ok . **Take**

∴ Select mesh $\varnothing 8/20$ cm in both directions.

- Design of one way- ribbed slab (6)

Rib (R6) is selected to be designed, the following figure shows its location in ground floor

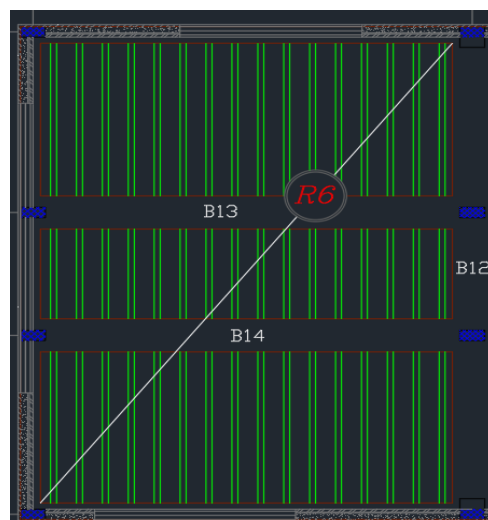


Figure. (4-3) Spans of rib (R-GR floor)location

- Rib geometry

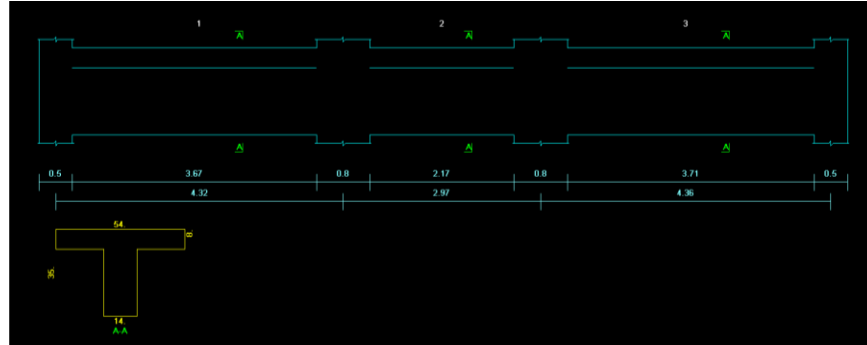


Figure (4- 4): geometry of rib (R6)

Requirements for Ribbed Slab (T-Beam Consideration According to ACI) are as follows:

- $bw \geq 10\text{cm}$ → select $bw = 14\text{ cm}$
- $h \leq 3.5 bw = 3.5 \times 14 = 49\text{ cm}$ → select $h = 35\text{cm}$
- $tf \geq \frac{Ln}{12} \geq 50\text{ mm}$ → select $tf = 8\text{cm}$

- Loads Calculation for Rib (R6)

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

→ **Dead loads:**

Table (4- 3): Dead Load Calculation for rib (R6)

No	Material	Quality Density KN/m ³	DL (KN/m)
1	Topping	25	$0.08 \times 25 \times 0.54 = 1.08$
2	Sand	17	$0.07 \times 17 \times 0.54 = 0.6426$
3	Rib	25	$0.27 \times 25 \times 0.14 = 0.945$
4	Mortar	22	$0.03 \times 22 \times 0.54 = 0.3564$
5	Block	10	$0.27 \times 10 \times 0.4 = 1.08$
6	Tile	23	$0.03 \times 23 \times 0.54 = 0.3726$
7	Plaster	22	$0.03 \times 22 \times 0.54 = 0.3564$
8	partitions	$2.3 \times 0.54 = 1.242$	
$\Sigma =$			6.1 KN/m

Total Dead load = 6.1 kN/m / Rib.

Total live load=5×0.54=2.7 KN/m / Rib.

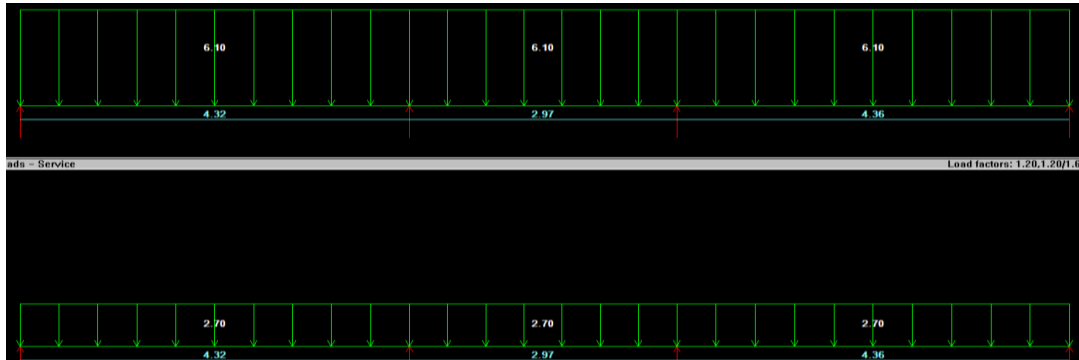


Figure (4- 5): service load of rib (R6) – [kN]

→ **Factored Load (W_u)** = 1. 2×D.L + 1.6×L.L

$W_uD = 1.2 \times 6.1 = 7.32 \text{ kN/m/rib}$

$W_uL = 1.6 \times 2.7 = 4.32 \text{ kN/m/rib}$

• Analysis

Figure (4-5) & (4-6) shows the shear and Moment envelope of the rib (R6) obtained from Atir

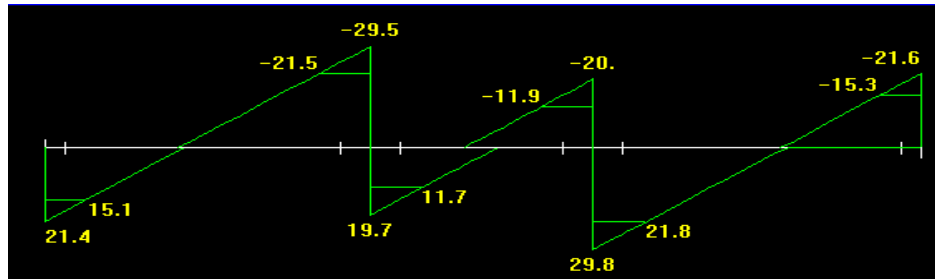


Figure (4- 6): Shear envelope of rib (R6) – [kN]

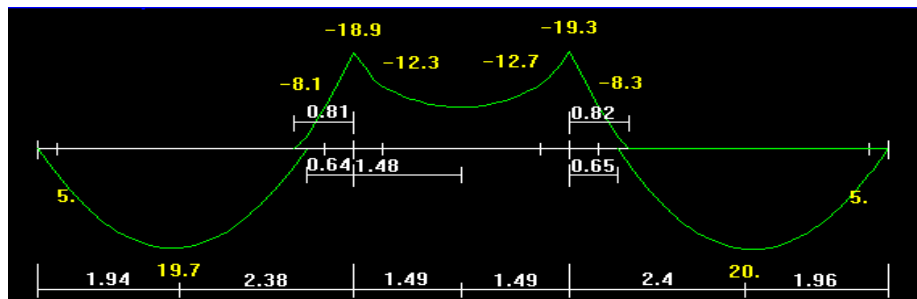


Figure (4- 7): Moment envelope of rib (R6) – [kN.m]

- Design of flexure of rib: -

Design of Positive Moment – Bottom Reinforcement

Check for chosen effective flange width (b_e):

According to (ACI 318-14) (b_e) is the smallest of:

$$b_e \leq \text{center to center span} + b_w = 400 + 140 = 540 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Controlled.}$$

$$b_e \leq \text{Span clear}/4 = 2180/4 = 545 \text{ mm.}$$

$$b_e \leq (16 \times t_f) + b_w = (16 \times 80) + 140 = 1420 \text{ mm.}$$

$$\rightarrow b_e = 550 \text{ mm.}$$

Design of positive moment $M_u(+) = 19.7 \text{ kN.m (SPAN 1)}$

1- Check if ($a \leq t$) or ($a > t$)

Assume $a = t = 8 \text{ cm}$

$$\phi * M_n = \phi * C \text{ or } T * (d - 1/2 * t)$$

$$C = (0.85 * f_c' * t * b_e)$$

$$\phi * M_n = \phi * C \text{ or } T * (d - 1/2 * t)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 80 * 540 (314 - 80/2) * 10^{-6} = 217.3 \text{ kN.m} > M_{u \text{ max}} = 11.9 \text{ kN.m.}$$

$\therefore a < t \rightarrow$ Compression zone is in the flange

2- Design as Rectangular Section with $b = b_e$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{19.7 * 10^6}{0.9 * 540 * 314^2} = 0.41 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.41 * 20.6}{420}} \right) = 0.000986$$

$$\rightarrow A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.000986 * 540 * 314 = 167.22 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.25 \sqrt{f_c'}}{f_y} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{0.25 * \sqrt{24}}{420} * 140 * 314 \geq \frac{1.4}{420} * 140 * 314$$

$$= 128.19 \text{ mm}^2 < 146.5 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ min}} = 146.5 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ req}} = 167.22 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 167.22 \text{ mm}^2$$

Select 2 $\emptyset 12$ with $A_{S_{prov}} = 226\text{mm}^2 > A_{S_{req}} = 167.22\text{mm}^2 \dots$ OK.

\therefore Use 2 $\emptyset 12$

3- Check for strain:- ($\epsilon_s \geq 0.005$)

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 540 \times a$$

$$a = 8.61\text{mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.61}{0.85} = 10.12\text{ mm}$$

$$d = 314$$

$$\epsilon_s = \frac{314 - 10.12}{10.12} \times 0.003$$

$$= 0.009 > 0.005 \text{ (tension control section).}$$

$\therefore \phi = 0.9 \dots$ OK.

2-Design of positive moment $M_u^{(+)} = 20 \text{ KN.m (SPAN 3)}$

1- Check if ($a \leq t$) or ($a > t$)

Assume $a=t=8\text{cm}$

$\phi M_u =$

$$0.9 \times 0.85 \times 24 \times 80 \times 540 \left(314 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 217.3 \text{ kN.m} > M_{u_{max}} = 20 \text{ KN.m.}$$

$\therefore a < t \rightarrow$ Compression zone is in the flange

2- Design as Rectangular Section with $b=bE$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{20 \times 10^6}{0.9 \times 540 \times 314^2} = 0.417 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.417 \cdot 20.6}{420}}\right) = 0.001$$

$$\rightarrow A_{S_{req}} = \rho \times b \times d = 0.001 \times 540 \times 314 = 170.1 \text{ mm}^2.$$

$$A_{S_{min}} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \geq \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d$$

$$= \frac{0.25 \times \sqrt{24}}{420} \times 140 \times 314 \geq \frac{1.4}{420} \times 140 \times 314$$

$$= 128.19 \text{ mm}^2 < 146.5 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{ Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{S_{min}} = 146.5 \text{ mm}^2 < A_{S_{req}} = 170.1 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 170.1 \text{ mm}^2$$

Select 2 $\emptyset 12$ with $A_{s_{\text{prov}}} = 226 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 167.22 \text{ mm}^2 \dots$ OK.

\therefore Use 2 $\emptyset 12$

3- Check for strain:-($\epsilon_s \geq 0.005$)

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 540 \times a$$

$$a = 8.61 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.61}{0.85} = 10.12 \text{ mm}$$

$$d = 314$$

$$\epsilon_s = \frac{314 - 10.12}{10.12} * 0.003$$

$$= 0.009 > 0.005 \text{ (tension control section).}$$

$\therefore \emptyset = 0.9 \dots$ OK.

Design of Negative moment for support (B)

(Compression zone in web \Rightarrow design as rectangular RC section)

$$M_u^{(-)} = -12.3 \text{ KN.m}$$

$$d = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314 \text{ mm.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{12.3 * 10^6}{0.9 * 140 * 314^2} = 1 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1 * 20.6}{420}} \right) = 0.00244.$$

$$\rightarrow A_{s_{\text{req}}} = \rho \times b \times d = 0.00244 \times 140 \times 314 = 107.3 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= \frac{0.25 * \sqrt{24}}{420} * 140 * 314 \geq \frac{1.4}{420} * 140 * 314$$

$$= 128.1 \text{ mm}^2 < 146.5 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{ Larger value is control.}$$

Take $A_s = 146.5 \text{ mm}^2$

Select 2 $\emptyset 14$ with $A_{S_{prov}} = 307.9\text{mm}^2 > A_{S_{req}} = 146.5.1\text{mm}^2 \dots \text{OK}$.

\therefore Use 2 $\emptyset 14$

3- Check for strain:-($\epsilon_s \geq 0.005$)

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$307.9 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 140 \times a$$

$$a = 45.2\text{mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45.2}{0.85} = 53.26 \text{ mm}$$

$$d = 314$$

$$\epsilon_s = \frac{314 - 53.26}{53.26} * 0.003$$

$$= 0.014 > 0.005 \text{ (tension control section).}$$

$\therefore \emptyset = 0.9 \dots \text{OK}$.

- Check Deflection

The value of Deflection should not exceed Δ_{limit} , Which according to ACI Code $= \frac{L}{240}$. The following Table shows values of Δ_{limit} compared with deflection calculated by Atir software.

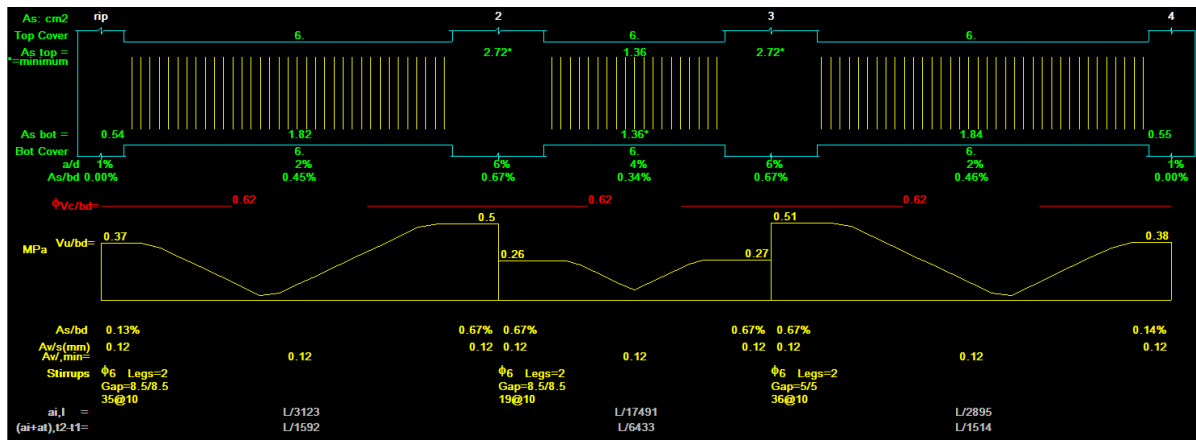


Figure (4- 8): Deflection of rib (R6)

- Design of shear of rib (6)

Shear strength V_c , provided by concrete for the ribs may be taken greater than that for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and the closely spaced ribs.

Max. V_u at the critical section at distance d from the face of support is obtained from figure (4-5), where $V_u = 21.8 \text{ kN}$

If $\frac{1}{2} \emptyset. V_c < V_u \leq \emptyset. V_c \dots$ No shear Reinforcement is required for slabs

$$\begin{aligned}\phi \cdot V_c &= \phi * 1.1 * \frac{1}{6} * \sqrt{F_c'} * b_w * d \\ &= 1.1 \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 140 \times 314 \times 10^{-3} = 29.6 \text{ KN.} > V_u = 21.8 \text{ kN}\end{aligned}$$

NO Shear reinforcement is required.

Selected $\phi 8@30$ or $\phi 6@15$ (Montage)

4.6 Design of a T-sections Beam:

- Design of Beam (B2):

Beam (B2) is selected to be designed, the following figure shows its location in first floor

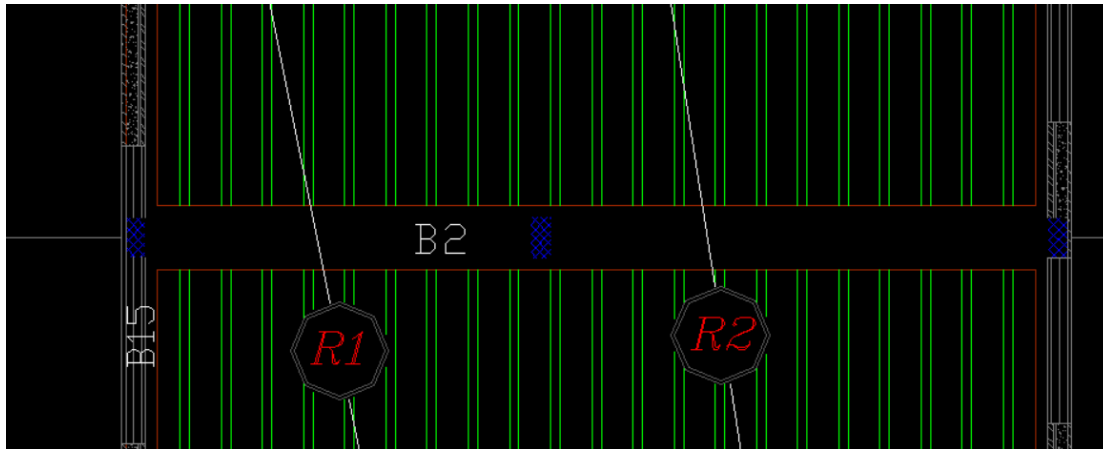


Figure (4- 9): Beam 2

- Load Calculation for beam

The following figure shows the geometry of beam and loads that act on it

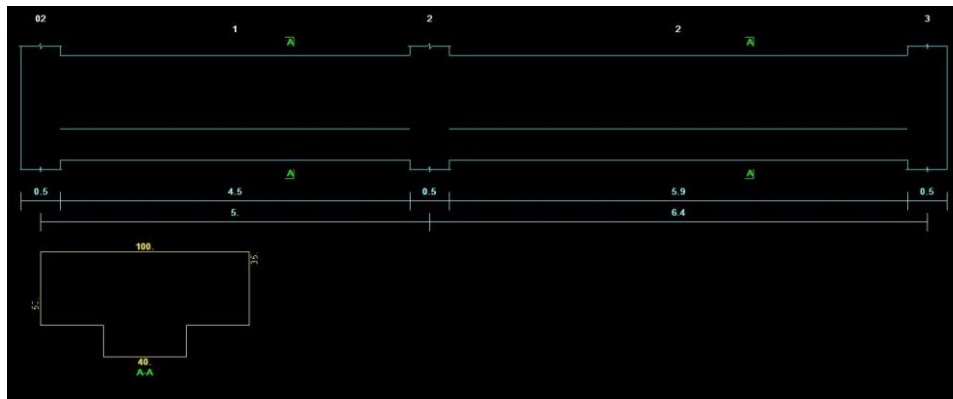


Figure (4- 10): geometry of beam 2

Dead and Live Load

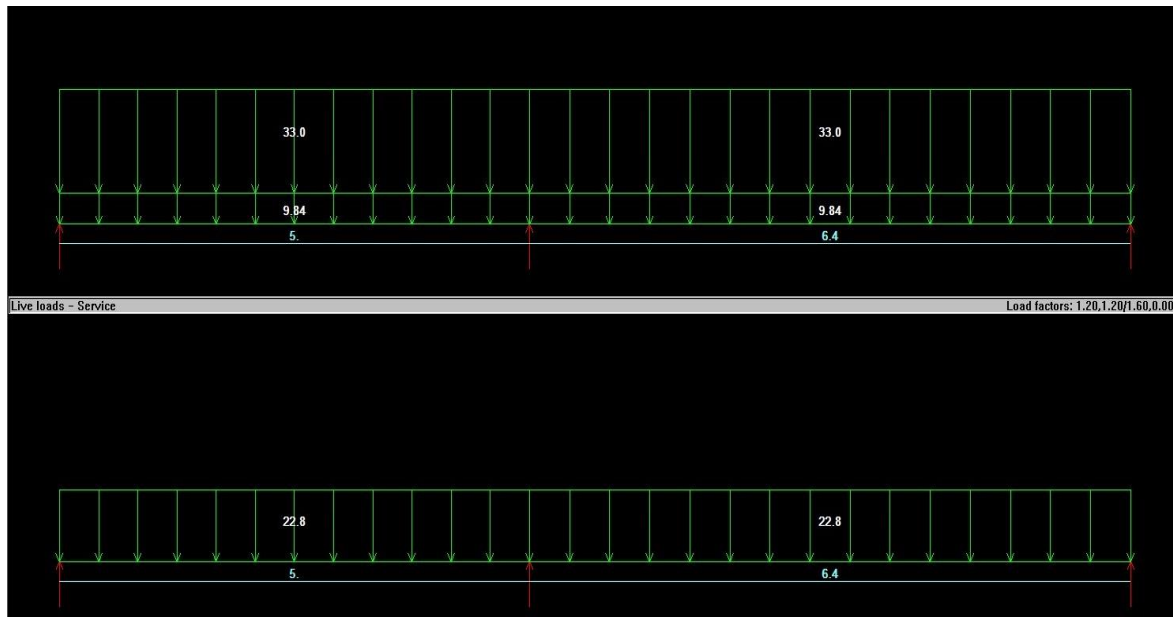


Figure (4- 11): Dead and Live Load of Beam 2

Calculation of Loads that acts on beam B2:

1. Own weight of the beam:

$$\begin{aligned} \text{Weight} &= \text{Sectional Area} \times \text{Concrete} \\ &= 0.35 \times 1 \times 25 + 0.4 \times 0.15 \times 25 = 10.25 \end{aligned}$$

2. Reactions of ribs that acting on it.

The following table shows calculation of loads that act on B17 from ribs.

Rib(R1)	
quD(kN/m)	33/0.54=61.11
quL (kN/m)	22.8/0.55 = 42.22

- Design of beam B2 for Flexure

The following figure shows moment envelope resulted from analysis of beam (B2) using Atir 2018 Software:

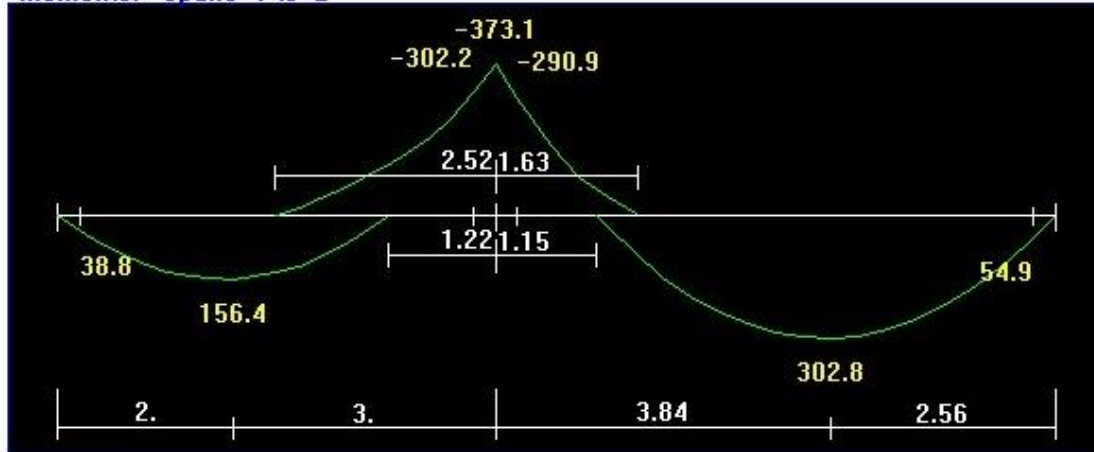
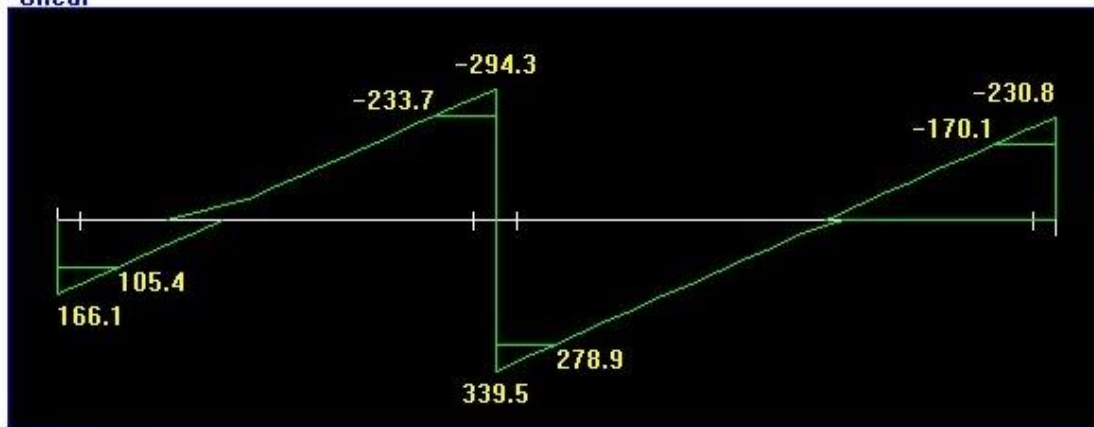
Moments: spans 1 to 2**Shear****Reactions**

Figure (4-12) moment and shear for Beam 2

- Design of Negative Moment – Top Reinforcement

⇒ Design of negative moment $M_u = 302.2$ kN.m @ support (2)

1- Check whether the section will be act as a rectangle or T-section

$$d = 500 - 40 - 10 - 20 \sqrt{2} = 440 \text{ mm}$$

$$\bar{M}nf = 0.85f'_c b h_f \left(d - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$\bar{M}nf = 0.85 * 24 * 1000 * 350 * \left(440 - \frac{350}{2} \right) * 10^{-6}$$

$$= 1892.1 \text{ KN.}$$

$$\bar{M}_n f = 1892, 1 \text{ KN} \cdot \text{m} \gg \frac{302.2}{0.9} = 335.78.$$

The section will be designed as rectangular section with $b = 1000 \text{ mm}$.

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

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

$$d = 500 - 40 - 10 - 20 \times 2 = 440 \text{ mm}$$

$$M_n \text{ req} = \frac{M_u}{\phi}, \text{ Take } \phi = 0.9 \text{ for flexure as tension-controlled section.}$$

$$M_n \text{ req} = \frac{302.2}{0.9} = 335.78 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{335.78 \times 10^6}{400 \times 440^2} = 4.336 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 4.336}{420}} \right) = 0.01174$$

$$\text{But } \rho_{\max} = 0.85 * \frac{F_c'}{F_y} * \beta_1 * \frac{3}{7} = 0.85 * \frac{24}{420} * 0.85 * \frac{3}{7} = 0.01769$$

$\therefore \rho_{\text{req}} < \rho_{\max}$... Design the section as singly reinforced concrete section

2-Design the section as singly reinforced concrete section:

Assume rectangular & tension control section.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.01174 \cdot 400 \cdot 440 = 2066.24 \text{ mm}^2$$

\therefore Select 5Ø25 with $A_s = 1885 \text{ mm}^2$.

3-Check for $A_{s,\min}$:-

$$A_s (\text{min}) = 0.25 * \frac{\sqrt{F_c'}}{F_y} * b_w * d = 513.23 \text{ mm}^2$$

Not less than:

$$A_s (\text{min}) = \frac{1.4}{F_y} * b_w * d = 586.67 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2066.24 \text{ mm}^2 > A_{s,\min} = 586.67 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ (OK)}$$

4- Check Strain for ϕ and $A_{s,\max}$

$$C=T$$

$$0.85 * F_c' * a * b = A_s * F_y$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 b f_c'} = 126.33 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{126.33}{0.85} = 148.6 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{440 - 148.62}{148.62} \right) = 0.00588 > 0.005 \quad 0k$$

also, $\epsilon_s = 0.00588 > 0.004$ then $A_s < A_{smax} \dots$ (OK)

5- Check for spacing

$$S = \frac{400 - 2(40) - 2(10) - 5(25)}{4} = 43.75 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{(OK)}$$

$$> d_b = 25 \text{ mm} \dots \text{(OK)}$$

- Design of Positive Moment – Bottom Reinforcement

⇒ Design of span 1 - Max $M_{u+} = 302.8 \text{ kN.m}$

Since $M_u = 302.8 \text{ kN.m} < \text{max } M_u$ @ support 1, which was designed as singly reinforced section, then also this section must be designed as singly reinforced concrete section.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{302.8 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 440^2} = 1.737 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.81}{420}} \right) = 0.00433$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00433 \times 1000 \times 440 = 1905.2 \text{ mm}^2 > A_{smin} = 586.67 \text{ mm}^2 \dots \text{(OK)}$$

∴ **Select 7 Ø20 with $A_s = 2199.1 \text{ mm}^2$**

Check Strain for Ø and A_{smax}

$$C=T$$

$$0.85 * F_c' * a * b = A_s * F_y$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{2199.1 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 45.275 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{45.275}{0.85} = 53.265 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{440 - 53.3}{53.3} \right) = 0.0217 > 0.005 \quad 0k$$

also, $\varepsilon_s = 0.024 > 0.004$ then $A_s < A_{smax}$... (OK)

Check for spacing

$$S = \frac{1000 - 2(40) - 2(10) - 7(20)}{6} = 126.26 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots (\text{OK}) > db = 20 \text{ mm} \dots (\text{OK})$$

⇒ **Design of span 1 - Max $M_u = 156.4 \text{ kN.m}$**

Since $M_u = 156.4 \text{ kN.m} < \text{max } M_u$ @ support 2, which was designed as singly reinforced section, then also this section must be designed as singly reinforced concrete section.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{156.4 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 440^2} = 0.897 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.897}{420}} \right) = 0.0021848$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0021848 \times 1000 \times 440 = 961.35 \text{ mm}^2 < A_{smin} = 658.67 \text{ mm}^2 \dots (\text{OK})$$

∴ **Select 5 Ø16 with $A_s = 1005.3 \text{ mm}^2$**

Check Strain for Ø and A_{smax}

C=T

$$0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1005.3 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 20.69 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{39.3}{0.85} = 24.35 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{440 - 24.35}{24.35} \right) = 0.0512 > 0.005 \quad 0k$$

also, $\varepsilon_s = 0.0512 > 0.004$ then $A_s < A_{smax}$... (OK)

Check for spacing

$$S = \frac{1000 - 2(40) - 2(10) - 5(16)}{4} = 205 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots (\text{OK})$$

$$> db = 16 \text{ mm} \dots (\text{OK})$$

- Design Beam B 2 for Shear

The following figure shows shear force envelope resulted from analysis of beam

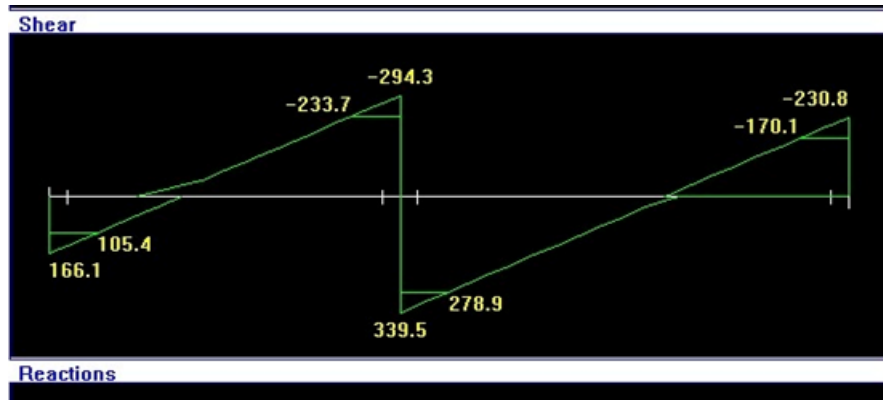


Figure (4-13): shear for Beam 2

using Atir 2018 Software:

The following are steps of shear force design:

1. Check for dimensions:

If $V_u \max \leq \phi \cdot V_c + \phi \frac{2}{3} \sqrt{F_c'} * b_w * d$, then section dimensions are adequate. If not, section must be increased.

Overall maximum shear value = 284.3 kN at the critical section at distance (d) from the face of support (B)

$$\phi \cdot V_c = \phi * \frac{1}{6} * \sqrt{F_c'} * b_w * d$$

$$= 0.75 * \frac{1}{6} \sqrt{24} * 400 * 440 * 10^{-3} = 143.7 \text{ kN}$$

$$\phi v_{smin} = \phi * \frac{1}{16} * \sqrt{F_c'} * b_w * d = 52.88 \text{ KN control}$$

$$\phi v_{smin} = \frac{1}{3} b_w d = 58.67 \text{ KN}$$

$$v'_s = \frac{1}{3} \sqrt{F_c'} * b_w * d = 0.75 * \frac{2}{3} \sqrt{24} * 400 * 440 * 10^{-3} = 215.55 \text{ kN}$$

$$v_{s,max} = \frac{2}{3} \sqrt{F_c'} * b_w * d = 0.75 * \frac{2}{3} \sqrt{24} * 400 * 440 * 10^{-3} = 431.1 \text{ KN.}$$

$$\phi \cdot V_c + v'_s = 323.32 \text{ kN} > V_u \max = 287.9 \dots (\text{OK})$$

∴ Section is adequate.

2- Category (IV):

$$\phi \cdot (V_c + V_s \min) < V_u \leq \phi \cdot (V_c + v_s')$$

\therefore For values ≤ 287.9 ; Design on Category (IV)

$$v_s = \frac{v_u}{\phi} - v_c$$

$$v_s = \frac{287.9}{0.75} - 107.77 = 276.1 \text{ KN}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{4} = \frac{440}{2} = 220 \text{ mm}$$

$$s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Try $\phi 10$ mm bar for shear reinforcement

$$A_v = \text{Number of legs} \times \text{Area of one leg} = 4 \times 78.5 = 314 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v f_{yt} d}{v_s}$$

$$\frac{S = 314 \times 420 \times 440}{276.1 \times 10^3} = 210$$

\therefore Select $s = 200 \text{ mm} < d/2 = 220 \text{ mm}$

\therefore For category (IV) select (4 s stirrups) $\phi 10/20 \text{ cm}$

3- Category (IV):

$$\phi \cdot V_c + \phi \cdot V_s \min < V_u \leq \phi \cdot V_c + \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c + \phi \frac{1}{3} * \sqrt{f_c'} * b * d$$

$$= 0.75 * 206.4 + 0.75 * \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 800 * 316 = 464.4 \text{ KN} > V_{u_{max}} = 312.8 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{312.8}{0.75} - 206.4 = 210.7 \text{ KN}$$

Try $\phi 10$ mm bar for shear reinforcement

$$V_s = \frac{A_v}{s_{req}} f_y * d$$

$$210.7 * 10^3 = \frac{314}{S_{req}} * 420 * 316 \rightarrow S_{req} = 198 \text{ mm}$$

$$S_{req} = 198 \text{ mm} > d/2 = 158 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$$

∴ **Select s = 150mm < d/2 = 158mm**

∴ **For category (IV) select (4 stirrups) Ø10/15cm**

- **Check Deflection**

The value of Deflection should not exceed Δ_{limit} , Which according to ACI Code = $\frac{L}{240}$. The following Table shows values of Δ_{limit} compared with deflection calculated by Atir software

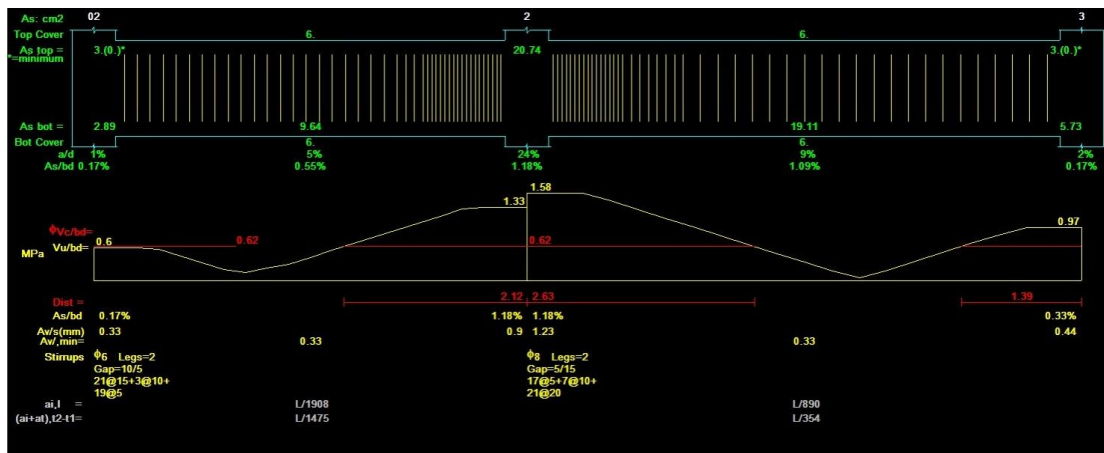


Figure (4-14): Deflection for Beam 2

4.7 Design of a Rectangle Beam:

- **Design of Beam (B12):**

Beam (B12) is selected to be designed, the following figure shows its location in first floor

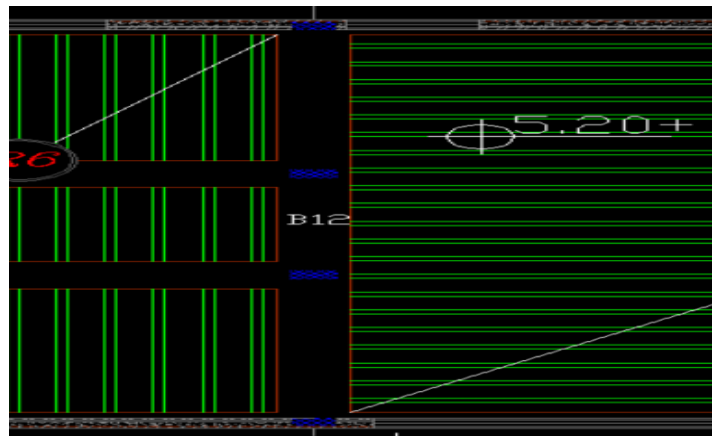


Figure (4-15): Beam 12

- Load Calculation for beam

The following figure shows the geometry of beam and loads that act on it

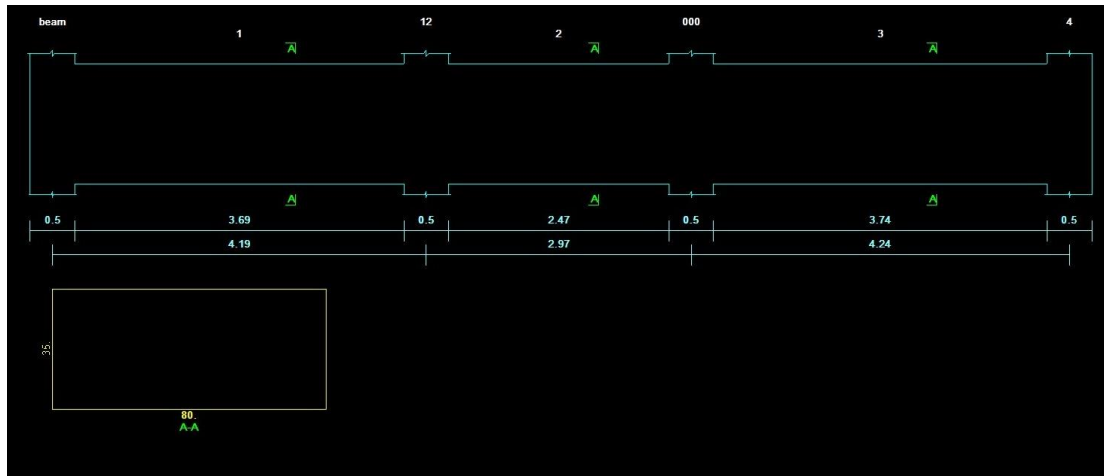


Figure (4-16): geometry of beam 12

Dead and Live load

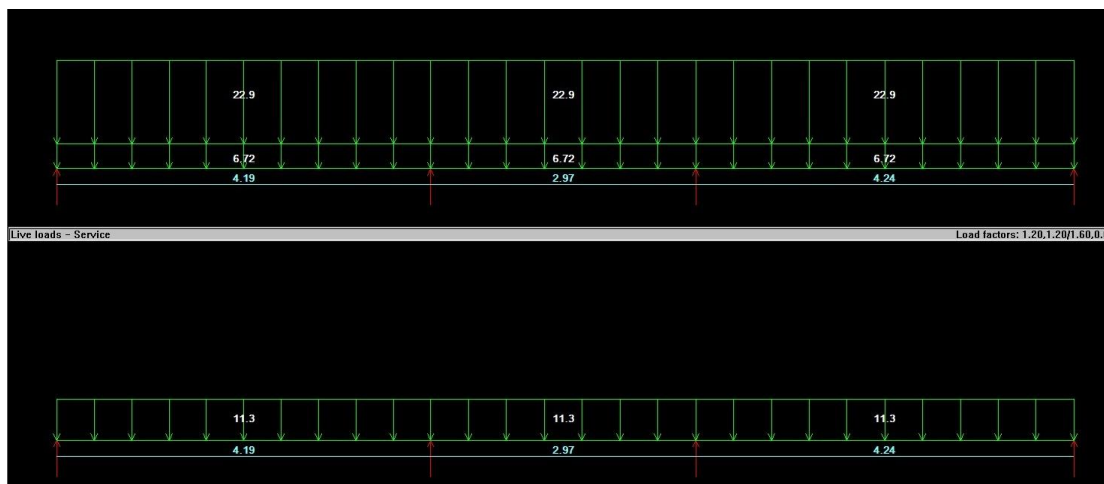


Figure (4-17) Dead and Live load of beam 12

Calculation of Loads that acts on beam B12:

3. Own weight of the beam:

$$\begin{aligned} \text{Weight} &= \text{Sectional Area} \times \text{Concrete} \\ &= 0.8 \times 0.35 \times 25 = 7 \end{aligned}$$

4. Reactions of ribs that acting on it.

The following table shows calculation of loads that act on B12 from ribs.

Rib(R5)	
quD(kN/m)	12.36/0.54=22.9
quL (kN/m)	6.07/0.54 = 11.3

- Design of beam B12 for Flexure

The following figure shows moment envelope resulted from analysis of beam (B17) using Atir 2018 Software:

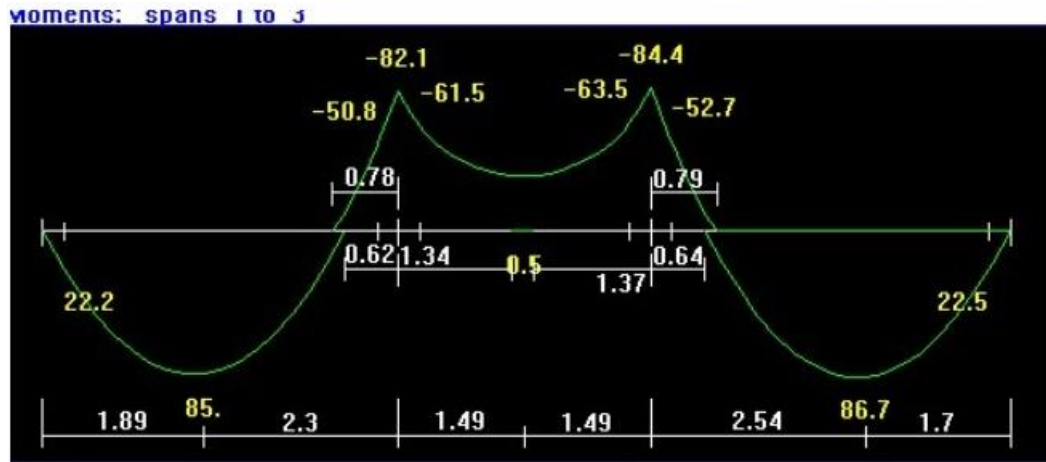


Figure (4-18) moment for Beam 12

- Design of Negative Moment – Top Reinforcement

⇒ Design of negative moment $M_u = 63.5$ nm. @ Support (3)

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

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

$$d = 350 - 40 - 10 - 20 \times 2 = 290 \text{ mm}$$

$$M_n \text{ req} = \frac{M_u}{\phi}, \text{ Take } \phi = 0.9 \text{ for flexure as tension-controlled section.}$$

$$M_n \text{ req} = \frac{63.5}{0.9} = 70.56 \text{ nm.}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{70.56 \times 10^6}{800 \times 290^2} = 1.05 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.05}{420}} \right) = 0.002567$$

$$\text{But } \rho_{\max} = 0.85 * \frac{F_c'}{F_y} * \beta_1 * \frac{3}{7} = 0.85 * \frac{24}{420} * 0.85 * \frac{3}{7} = 0.01769$$

$\therefore \rho_{\text{req}} < \rho_{\max}$... Design the section as singly reinforced concrete section

2-Design the section as singly reinforced concrete section :

Assume rectangular & tension control section.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.002567 \times 800 \times 290 = 595.544 \text{ mm}^2$$

\therefore Select 4Ø14 with $A_s = 603 \text{ mm}^2$.

3-Check for $A_{s,\min}$:-

$$A_s (\text{min}) = 0.25 * \frac{\sqrt{F_c'}}{F_y} * b_w * d = 676.52 \text{ mm}^2$$

Not less than :

$$A_s (\text{min}) = \frac{1.4}{F_y} * b_w * d = 773.4 \text{ mm}^2 \text{ control .}$$

$$A_s = 603 \text{ mm}^2 < A_{s,\min} = 773.4 \text{ mm}^2 \text{ ... (OK)}$$

take $A_s = 773.4 \text{ mm}^2$

\therefore Select 4Ø16 with $A_s = 804 \text{ mm}^2$.

4- Check Strain for Ø and $A_{s,\max}$

$$C=T$$

$$0.85 * F_c' * a * b = A_s * F_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{804 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 20.69 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{48.5}{0.85} = 24.34 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{290 - 24.34}{24.34} \right) = 0.032 > 0.005 \quad \text{OK}$$

also, $\epsilon_s = 0.032 > 0.004$ then $A_s < A_{s,\max}$... (OK)

5- Check for spacing

$$S = \frac{800 - 2(40) - 2(10) - 4(16)}{3} = 212 \text{ mm} > 25 \text{ mm ... (OK)} \quad > db = 16 \text{ mm ... (OK)}$$

• Design of Positive Moment – Bottom Reinforcement

\Rightarrow Design of span 2 - Max $M_u = 86.7 \text{ kN.m}$

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

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

$$d = 350 - 40 - 10 - 20 \times 2 = 290 \text{ mm}$$

$M_n \text{ req} = \frac{M_u}{\phi}$, Take $\phi = 0.9$ for flexure as tension-controlled section.

$$M_n \text{ req} = \frac{86.7}{0.9} = 96.33 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{96.33 \times 10^6}{800 \times 290^2} = 1.43 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.43}{420}} \right) = 0.00353$$

$$\text{But } \rho_{\max} = 0.85 \times \frac{F_c'}{F_y} * \beta_1 * \frac{3}{7} = 0.85 * \frac{24}{420} * 0.85 * \frac{3}{7} = 0.01769$$

$\therefore \rho_{\text{req}} < \rho_{\max}$... Design the section as singly reinforced concrete section

2-Design the section as singly reinforced concrete section :

Assume rectangular & tension control section.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00353 \times 800 \times 290 = 819.73 \text{ mm}^2$$

\therefore Select 4Ø18 with $A_s = 1020 \text{ mm}^2$.

Check Strain for ϕ and $A_{s\max}$

$$C=T$$

$$0.85 \cdot F_c' \cdot a \cdot b = A_s \cdot F_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1020 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 26.25 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{48.5}{0.85} = 30.88 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{290 - 30.88}{30.88} \right) = 0.025 > 0.005 \quad \text{OK}$$

also, $\epsilon_s = 0.024 > 0.004$ then $A_s < A_{s\max}$... (OK)

Check for spacing

$$S = \frac{800 - 2(40) - 2(10) - 4(18)}{3} = 209 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots (\text{OK}) \quad > db = 18 \text{ mm} \dots (\text{OK})$$

⇒ Design of span 2 - Max Mu+ = 85 kN.m

Since $M_u = 85 \text{ kN.m} < \text{max } M_u @ \text{ support 2}$, which was designed as singly reinforced section, then also this section must be designed as singly reinforced concrete section.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{85 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 520^2} = 1.403 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.403}{420}} \right) = 0.00346$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00145 \times 800 \times 290 = 803.72 \text{ mm}^2 < A_{smin} = 1386.7 \text{ mm}^2 \dots (\text{OK})$$

∴ **Select 4 Ø18 with $A_s = 1020 \text{ mm}^2$**

Check Strain for Ø and A_{smax}

C=T

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1020 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 26.25 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{48.5}{0.85} = 30.88 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{290 - 30.88}{30.88} \right) = 0.025 > 0.005 \quad \text{OK}$$

$$\text{also, } \epsilon_s = 0.024 > 0.004 \text{ then } A_s < A_{smax} \dots (\text{OK})$$

Check for spacing

$$S = \frac{800 - 2(40) - 2(10) - 4(18)}{3} = 209 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots (\text{OK}) \dots \dots > d_b = 18 \text{ mm} \dots (\text{OK})$$

- **Design Beam B12 for Shear**

The following figure shows shear force envelope resulted from analysis of beam (B12)

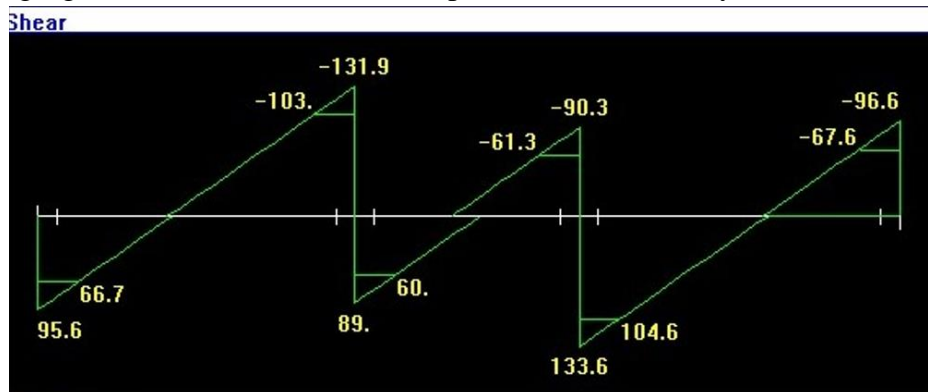


Figure (4-19): shear for Beam 12

using Atir 2018 Software :

The following are steps of shear force design :

2. Check for dimensions:

If $V_u \max \leq \phi V_c + \phi \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} * b_w * d$, then section dimensions are adequate. If not, section must be increased.

Overall maximum shear value = 104.6 kN At the critical section at distance (d) from the face of support (B)

$$\phi V_c = \phi * \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$= 0.75 * \frac{1}{6} \sqrt{24} * 800 * 290 = 142.07$$

$$\phi \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} * b_w * d = 0.75 * \frac{2}{3} \sqrt{24} * 800 * 290 * 10^{-3} = 568.56 \text{ kN}$$

$$\phi V_c + \phi \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} * b_w * d = 710.63 \text{ kN} > V_u \max = 139.46 \text{ ... (OK)}$$

∴ Section is adequate .

2- Category (II):

$$\frac{1}{2} \phi v_c < v_u \leq \phi v_c$$

$\phi \times V_{s\min}$ = largest value of the following two equations

$$1. \phi V_{s\min} = \frac{1}{3} \phi * b * d = 0.75 * 800 * 290 * \frac{1}{3} = 58 - \text{Control}$$

$$2. \phi V_{s\min} = \phi \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} * b * d = 0.75 \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 800 * 290 = 53.3$$

$$\phi V_{s\min} + \phi V_c = 58 + 142.07 = 358.7 \text{ kN} > V_u = 284.3 \text{ kN}$$

∴ For values ≤ 139.46 ; Design on Category (II)

$$\phi V_{s\min} = 0.75 * \frac{A_v}{s_{req}} * f_y * d$$

Try $\phi 8$ mm bar for shear reinforcement

$$A_v = \text{Number of legs} \times A \text{ one leg} = 2 \times 50 = 100 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_{s\min} = 63.2 * 10^3 = 0.75 * \frac{100}{s_{req}} * 420 * 316 \rightarrow s_{req} = 157.5 \text{ mm}$$

$$s_{req} = 157.5 < 600 \text{ mm}$$

∴ Select s = 150mm

∴ For category (II) select (2 irrup) $\phi 8/15$ cm

- Check Deflection

The value of Deflection should not exceed Δ_{limit} , Which according to ACI Code $= \frac{L}{240}$. The following Table shows values of Δ_{limit} compared with deflection calculated by Atir software

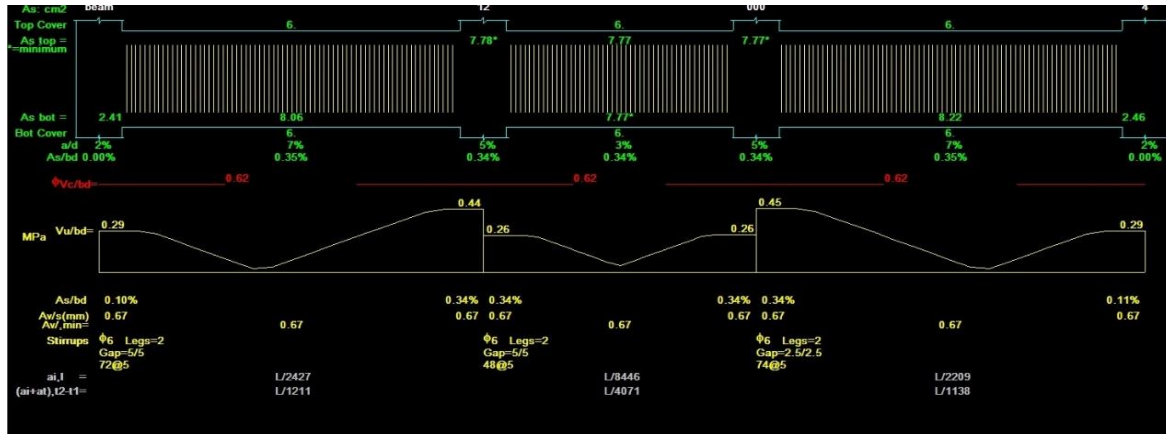


Figure (4-20): Deflection of Beam 12

4-8: Design of Column (C2)

- Calculation of Loads act on Column (C2)

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

Material:

Concrete B300 $F_c' = 24\text{Mpa}$
 Reinforcement Steel $F_y = 420\text{Mpa}$
 \emptyset steel = 12 mm \emptyset stirrup = 10 mm
 Cover = 40 mm

Loads acting on column (C1) are as follows:

Dead Load = 950 kN

Live Load = 350 kN

Factored loads (Pu) = 1.4 DL = 1.4 x 950 = 1330 kN.

OR **(Pu)** = 1.2 DL + 1.6 LL = 1.2 x 950 + 1.6 x 350 = **1700 kN** << Cont.

- **Calculation of Required Dimension of Column (C2)**

Total load $P_u = 1700$ kN

$$P_n = 1700 / (0.65) = 2615.4 \text{ kN}$$

Assume $\rho_g = 1.0 \%$

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

$$2615.4 * 10^{-3} = 0.8 * A_g [0.85 * 24 + 0.01 * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$A_g = 1341 \text{ cm}^2$$

∴ Select 45*45cm with $A_g = 2025 \text{ cm}^2$.

- **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 = 3.81 m

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

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

System about X

$$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 3.2}{0.3 * 0.45} = 28.2$$

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

$$\lambda = 28.2 > 22 \therefore \text{long about X.}$$

System about Y

$$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 3.2}{0.3 * 0.45} = 28.2$$

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

$$\lambda = 28.2 > 22 \therefore \text{long about Y.}$$

Bresler equation:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{n_x}} + \frac{1}{P_{n_y}} + \frac{1}{P_o}$$

$$P_{n_x} = P_n \text{ For short column without any eccentricity} = P_o$$

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_o} + \frac{1}{P_{n_y}} - \frac{1}{P_o} = \frac{1}{P_{n_y}}$$

Nominal axial strength column $P_n = P_{n_y}$ in e_y direction (long)

Minimum Eccentricity (min e):

$$\text{min } e = 15 + 0.03 h$$

h in the direction of $e_y = 450 \text{ mm}$

$$\text{min } e = 15 + 0.03 \times 450 = 28.5 \text{ mm}$$

Magnification Factor (δ_{ns}):

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{P_u}{0.75 \times P_{cr}}\right)} \geq 1.0 \text{ and } \leq 1.4$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 * \left(\frac{M_1}{M_2}\right) \geq 0.4$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 * (1) = 1.0$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \times (E \times I)}{(k \times Lu)^2}$$

$$E * I = \frac{0.4 * E_c * I_g}{1 + B_{dns}}, \quad B_{dns} = \frac{1.2 * P_D}{1.2 * P_D + 1.6 * P_L}, \quad I_g = \frac{bh^3}{12}, \quad E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'}$$

$$B_{dns} = \frac{1.2 \times 950}{1700} = 0.67$$

$$E * I = \frac{0.4 \times 4700 \times \sqrt{24} \times 0.45 \times \frac{0.45^3}{12}}{1 + 0.67} = 18.8 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \times 18.8 * 1000}{(1 \times 3.81)^2} = 12782.2 \text{ KN}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1.0}{1 - \left(\frac{1700}{0.75 \times 12782.2}\right)} = 1.215 \geq 1.0 \text{ and } \leq 1.4$$

$$e_y = \delta_{ns} \times \text{min } e = 1.215 \times 28.5 = 34.6 \text{ mm}$$

Interaction Diagram:

$$e_y = 34.6 \text{ mm} \quad , \quad h = 450 \text{ mm}$$

$$\frac{e_y}{h} = \frac{34.6}{450} = 0.076$$

$$\gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{450 - 2 \times (40 + 10 + \frac{12}{2})}{450} = 0.75$$

From Charts:

- Form Diagram A-9b ($\gamma = 0.75$)

$$\frac{\phi \times P_n}{A_g} = \frac{P_u}{A_g} \quad , \quad \frac{1680 \times 10^3}{450 \times 450} \times \frac{145}{1000} = 1.2 \text{ Ksi}$$

$$\rho_g = \min \rho_g = 0.01$$

Select the reinforcement

$$\text{Select, } \rho_g = 0.01$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \rho \times A_g = 0.01 \times 45 \times 45 = 20.25 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{select } \mathbf{16\phi 12}$$

$$\text{With } A_{s_{\text{prov}}} = 24.12 \text{ cm}^2$$

Check spacing between the bars:

$$S = \frac{450 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 4 \times 16}{5} = 286 \text{ mm}$$

$$S = 286 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$$\geq 1.5d_b = 19.2 \text{ mm}$$

Design of the Stirrups:

$$b = 45 \text{ cm}, h = 45 \text{ cm}$$

a) Lap splice at the foot of column:

Try 100% - lap splice (16 ϕ 12 with 16 ϕ 12)

$$\rho = \frac{AS}{AC} = (32 \times 2.01) / (45 \times 45) = 3.1 \% < 8 \% \dots \text{OK}$$

Closely spaced stirrups: S smallest of

$$1- 48 \times d_b = 48 \times 10 = 480 \text{ mm}$$

2- $16 * db. = 16 * 16 = 256 \text{ mm}$... control → **Selected S = 20 cm**

3- The least dimension of the column = 450 mm

b) At end support and below:

$X = \max (Ldc \text{ OR } b) + \text{cover} - (h \text{ slab or beam})$

$Ldc = (0.24 * 420 * 16) / (1 * \sqrt{24}) = 329.2 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$... OK

→ $b > Ldc$ → $45 \text{ cm} > 329.2 \text{ cm}$

$X = (45) + 2 - (35) = 12 \text{ cm}$

$X > 0.5 h$ → $12 \text{ cm} > (0.5 * 35) = 17.5 \text{ cm}$... not OK

$X < 2 h \text{ column}$ → $12 \text{ cm} < 70 \text{ cm}$... OK → **Selected X = 45 cm**

$e = 8 \text{ cm}$ → control #NO of Stirrups = $45/8 + 1 = 7$

→ **Selected 7 $\phi 10/8 \text{ cm}$**

c) along lap splice or above:

$F_y = 420 \text{ Mpa}$, $F_c = 24 \text{ Mpa}$.

$L_{sc} = 0.071 * 420 * 16 = 477.12 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$

Selected $L_{sc} = 100 \text{ cm}$ with $e = 10 \text{ cm}$ → **Selected 10 $\phi 10/10 \text{ cm}$**

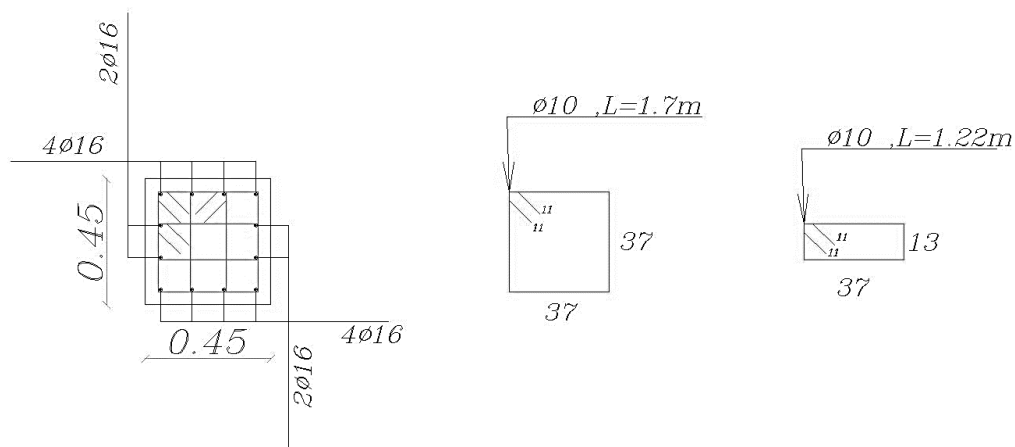


Figure (4-21): Section for Column 2.

4-9: Design of Isolated Footing (F2)

Loads that act on footing (F2) are:

- PD = 950 kN, PL = 350 kN → $P_u(\text{factored}) = 1.2 * 950 + 1.6 * 350 = 1700 \text{ kN}$
→ $P_u(\text{service}) = 950 + 350 = 1300 \text{ kN}$

The following parameters are used in design:

- $\gamma_{\text{concrete}} = 25 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_{\text{soil}} = 18 \text{ kN/m}^3$
- $\sigma_{\text{allow}} = 400 \text{ kN/m}^2$
- clear cover = 10cm

- Determination of footing dimension (a)

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

- Assume $h = 50\text{cm}$
- $\sigma_{b(\text{allow})_{\text{net}}} = 400 - 25 \times 0.5 - 18 \times 1 = 370 \text{ kN/m}^2$
- $\sigma_{\text{bu}(\text{allow})_{\text{net}}} = 1.4 \times 370 = 518 \text{ kN/m}^2$
- $\sigma_{\text{bu}} = \frac{P_u}{A_{\text{req}}}$

$$\therefore \frac{1300}{a^2} = 370 \text{ kN/m}^2 \rightarrow a = 1.87 \text{ m} \rightarrow \text{Select } a = 1.9 \text{ m}$$

- Bearing Pressure $\sigma_{\text{bu}} = \frac{P_u}{A} = \frac{1700}{1.9 \times 1.9} = 470.9 \text{ kN/m}^2 \leq 525 \text{ kN/m}^2 \dots \text{ (SAFE)}$

- Determination of footing depth (h)

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

- Design of one-way shear

- $d = h - \text{cover} - \phi = 500 - 100 - 12 = 390 \text{ mm}$
- V_u at distance d from the face of column:
 $V_u = FRB = \sigma_{\text{bu}} \times 0.335 \times b$
 $= 470.9 \times 0.335 \times 1.9 = 300 \text{ kN}$
- $\phi * V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{F_c'} * b * d$
- $= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1900 * 390 = 453.77 \text{ kN} > V_u$
- $\therefore h = 50 \text{ cm is correct } \checkmark$**

- Design of Punching (two-way shear)

- $d = 390 \text{ mm}$
- $b_o = 4 \times 840 = 3360 \text{ mm}$
- $B_c = 1$
- $\alpha_s = 40$ (interior column)
- $V_u = 1700 - (470.9 \times 0.84 \times 0.84) = 1367.7 \text{ kN}$

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

$$\begin{aligned} 1. \quad V_c &= \left(2 + \frac{4}{B_c}\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \times b_o \times d \\ &= \left(2 + \frac{4}{1}\right) \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 3360 \times 390 \\ &= 3209.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad V_c &= \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \times b_o \times d \\ &= \left(\frac{40 \times 390}{3360} + 2\right) \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 3360 \times 390 \\ &= 3553.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. \quad V_c &= 4 \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \times b_o \times d \\ &= 4 \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 3360 \times 390 = \mathbf{2139.87 \text{ kN} .. \leftarrow \text{cont.}} \end{aligned}$$

$$- \quad \phi \times V_c = 0.75 \times 2139.87 = \mathbf{1604.9 \text{ kN}} > V_u = \mathbf{1367.7 \text{ kN}}$$

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

• Design of Reinforcement

$$M_u = 470.9 \times 0.725 \times 1.9 \times (0.725/2) = 235.2 \text{ kN.m}$$

$$- \quad m = \frac{F_y}{0.85 \times F_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$- \quad M_n = 235.2 / 0.9 = 261.3 \text{ kN.m}$$

$$- \quad R_n = \frac{M_n / \phi}{b \times d^2} = \frac{261.3 \times 10^6}{1900 \times 390^2} = 0.9 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} - \quad \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times \text{KN} \cdot \text{m}}{F_y}}\right) \\ &= \frac{1}{20.6} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.9 \times 20.6}{420}}\right) = 0.002203 \end{aligned}$$

$$- \quad A_s, \text{ req} = \rho \times b \times d = 0.002203 \times 1900 \times 390 = 1632.1 \text{ mm}^2$$

$$- \quad A_s (\text{min}) = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1900 \times 500 = 1710 \text{ mm}^2$$

$$- \quad A_s, \text{ req} < A_s (\text{min}), A_s = 1710 \text{ mm}^2 \dots \text{control}$$

\therefore Select for both directions: 15Ø12 with $A_s = 1696.5 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} \dots$ (ok)

Check maximum step (S) is the smallest of:

$$3h = 3 \times 500 = 1500 \text{ mm}$$

450 mm – control

$$S = (1900 - 100 \times 2 - 15 \times 12) / 14 = 108.5 \text{ mm} < 450 \text{ mm} - \text{OK}$$

• Design the Connection between Column & Footing

→ Design of bearing pressure at section of column:

$$\begin{aligned} \phi \times P_{nb} &= 0.65 \times 0.85 \times f_c' \times A_1 \geq P_u \\ &= 0.65 \times 0.85 \times 24 \times 450 \times 450 = 2685.15 > P_u = 1680 \text{ kN} \end{aligned}$$

→ → No need Dowels.

→ Design of Dowels:

Load transfer in column: -

$$A_{smin} = 0.005 \times A_1 = 0.005 \times 45 \times 45 = 10.125 \text{ cm}^2$$

∴ Use $\phi 12$ with $A_s = 1.131 \text{ cm}^2$

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

$$L_{screq} = 0.071 \times f_y \times db = 0.071 \times 420 \times 12 = 375.84 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

∴ Select $L_{sc} = 0.5 \text{ m} = 500 \text{ mm} > L_{screq} = 375.84 \text{ mm}$

→ Design of compression development length (Ldc):

$$L_{dc} = 0.24 \times f_y / \sqrt{f_c'} \times db = 0.24 \times 420 / \sqrt{24} \times 12 = 247 \text{ mm}$$

$$L_{dc} = 247 \text{ mm} > 0.043 \times f_y \times db = 0.043 \times 420 \times 12 = 216.72 \text{ mm}$$

$$\text{Available } L_{dc} = 500 - 100 - 12 - 12 = 376 \text{ mm} > L_{dc} = 247 \text{ mm}$$

→ Design of tension development length (Ldt):

$$L_{dt \text{ req}} = (9/10) * (F_y / \lambda \sqrt{f_c}) * ((1 * 1 * 0.8 / ((k_{tr} + c_b) / db))) * db \geq 300 \text{ mm}$$

$$k_{tr}=0, \psi_e=1, \psi_s=0.8, \psi_t=1, f_c=24 \text{ Mpa}, f_y=420 \text{ Mpa}, db = 12 \text{ mm}$$

cb Smallest of:

$$- \text{Cover} + D \text{ bar} / 2 = 100 + 12 / 2 = 106 \text{ mm}$$

$$- a_1 / 2$$

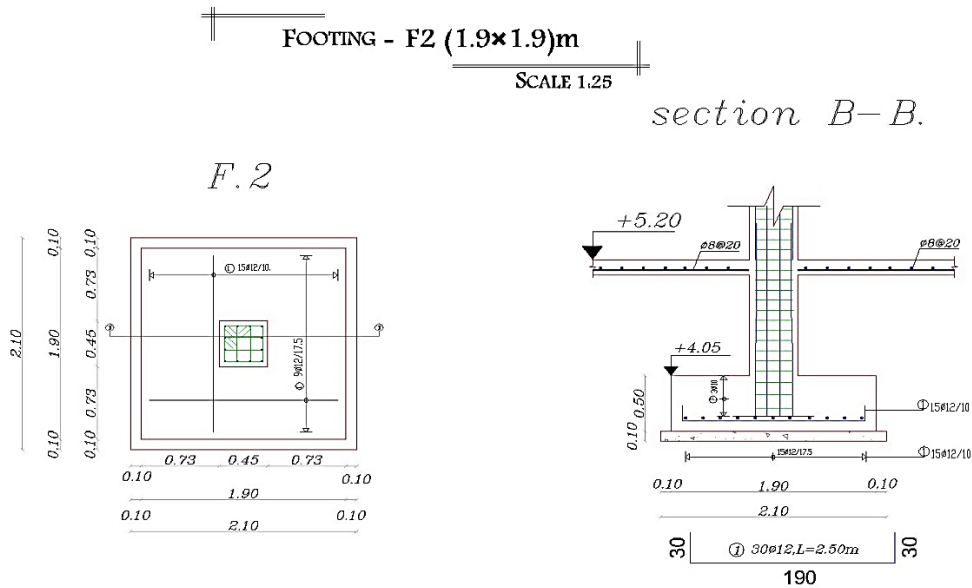
$$a_1 = (S + D \text{ bar}) = (93.5 + 12) = 105.5 \text{ mm}$$

$105.5 / 2 = 52.75 \text{ mm} \dots \text{is control}$

$((ktr+cb) / db) = (52.75 + 0) / 12 = 4.39 > 2.5 \dots \text{Selected } 2.5$

$LdT, \text{ req} = 296.3 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \dots \text{select } LdT, \text{ req} = 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$

$LdT \text{ ava} = ((1900-450) / 2) - 100 = 625 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$



Figure(4-22): Foundation 2

4-10: 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.W5.[For detailed information see appendix C]

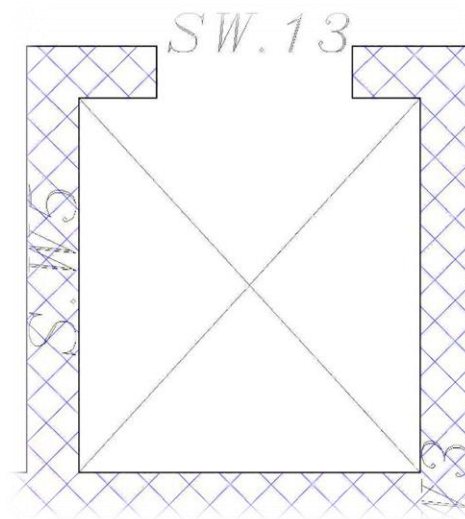


Figure (4-23): Shear Wall

The following data that used in design:

- Shear Wall thickness = $h = 20$ cm
- Shear Wall length $L_w = 1.6$ m for all floor
- Building height $H_w = 11$ m
- Critical section shear: $L_w < h_w \rightarrow d = 0.8 * L_w = 1.28$ m

- Design of Horizontal Reinforcement

Calculation of Shear Strength Provided by concrete V_c :

Critical section for shear:

$$\frac{L_w}{2} = \frac{1.6}{2} = 0.8 \text{ m} \quad \text{--- control}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{21}{2} = 10.5 \text{ m}$$

- Shear Strength of Concrete is the smallest of:

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

$$= \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 200 \times 1280 = 209.02 \text{ KN}$$

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

$$= \frac{\sqrt{24} \times 200 \times 1280}{4} + 0 = 313.53 \text{ KN}$$

$$3- V_c = \left[0.05 \times \sqrt{f_c'} + \frac{L_w \left(0.1 \times \sqrt{f_c'} + \frac{2N_u}{L_w \cdot h} \right)}{\frac{Mu_1}{Vu} - \frac{L_w}{2}} \right] \times h \times d$$

Where:

- $Mu_1 = 400$ kN.m

$$- \frac{Mu_1}{Vu} - \frac{L_w}{2} = \frac{400}{75} - \frac{1.6}{2} = 4.53 < 0 \rightarrow \text{This equation is applicable.}$$

$$V_c = \left[0.05 \times \sqrt{24} + \frac{1.6(0.1 \times \sqrt{24} + 0)}{4.53} \right] \times 200 \times 1280 = \mathbf{107 \text{ KN}} \ll \text{Controlled}$$

$\therefore V_c = 107$ kN $\rightarrow \emptyset V_c < V_{u \max}^1 = 90$ kN \rightarrow Horizontal Reinforcement is Required.

$$\rightarrow V_s = \frac{Vu}{\emptyset} - V_c = \frac{90}{0.75} - 107 = 13 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \frac{Avh}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} = \frac{13 \cdot 10^3}{420 \cdot 1280} = 0.0000242 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\rightarrow \rho_t = \frac{A_{vh}}{h \times s} = \frac{0.0000242}{0.2} = 0.000121 < 0.0025$$

take $\rho_t = \mathbf{0.0025} \ll$ Controlled

maximum spacing is the least of:

$$= \left[\frac{Lw}{5} = \frac{1600}{5} = 320 \text{ mm} \ll \text{Controlled}, \quad 3h = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}, \quad 450 \text{ mm} \right]$$

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

Select $\emptyset 10$:

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

$$\rho_t = \frac{A_{vh}}{h \times s} \rightarrow \frac{158}{200 \times s} = 0.0025 \rightarrow S_{req} = \frac{158}{200 \times 0.0025} = 316 \text{ mm.}$$

∴ Select $\emptyset 10$ @ 200 mm at each side.

- Design of Vertical Reinforcement

$$\rightarrow \rho_L = \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) \right]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{11}{1.6} = 6.87 > 2.50$$

$$\rho_L = 0.0025$$

maximum spacing is the least of:

$$= \left[\frac{Lw}{3} = \frac{1600}{3} = 533 \text{ mm}, \quad 3h = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}, \quad 450 \text{ mm} \ll \text{Controlled} \right]$$

Select $\emptyset 12$:

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

- Design of Bending Moment

Moment diagram were obtained from ETABS

→ Max $M_u = 650 \text{ kN.m}$

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

$$M_{uv} = 0.9 \left[0.5 \times A_{sv} \times f_y \times Lw \left(1 - \frac{c}{Lw} \right) \right]$$

Try $\emptyset 16$ @ 100

Where:

$$- A_{sv} = 2 \times 201.1 * \frac{1600}{100} = 6435.2 \text{ mm}^2$$

$$- w = \left(\frac{Asv}{Lw \cdot h} \right) \times \frac{fy}{fc'} = \frac{6435.2}{1600 \times 200} \times \frac{420}{24} = 0.35$$

$$- \frac{c}{Lw} = \left(\frac{w+a}{2w+0.85\beta_1} \right) = \left(\frac{0.35+0}{2 \times 0.35+0.85 \times 0.85} \right) = 0.24$$

$$\therefore M_{uv} = 0.9 [0.5 \times 6435.2 \times 420 \times 1600 (1 - 0.24)] = 1479 \text{ kN.m}$$

$$M_{uv} = 1479 \text{ kN.m} > M_u = 650 \text{ kN.m}$$

So, Boundary Element is not required.

4-11: Design of Stairs:

The following figure shows a top view of the stairs :

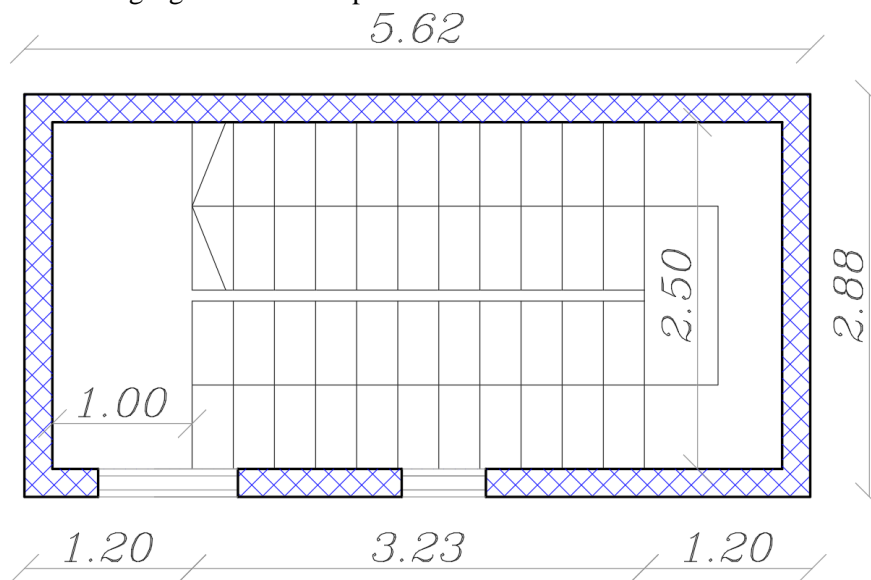


Figure (4- 24): Stairs Top View

- 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 :

- **Determination thickness :**

$$h \text{ (min)} = L/20 = 5.62/20 = 28.1 \text{ cm}$$

\therefore Select $h = 30 \text{ cm}$, but shear and deflection must be checked

$$\text{Angle } (\alpha): \quad \tan(\alpha) = 17.3/29.4 \quad \rightarrow \quad \alpha = 30.5^\circ$$

- **Loads calculation :**

Flight Dead Loads
Flight = $(0.3 * 25 * 1) / \cos(30.5) = 8.7 \text{ kN/m}$
Plaster = $(0.03 * 22 * 1) / \cos(30.5) = 0.766 \text{ kN/m}$
Stair steps = $25/0.294 * (\frac{0.173 * 0.294}{2}) = 2.163 \text{ kN/m}$
Mortar = $0.02 * 22 * (\frac{0.173 + 0.294}{0.294}) = 0.7 \text{ kN/m}$
Tiles = $0.03 * 27 * (\frac{0.173 + 0.344}{0.294}) = 1.43 \text{ kN/m}$
Sum=13.76 kN/m

Table (4-4): Flight Dead Loads

Landing Dead Loads
tiles = $22 * 0.03 * 1 = 0.66 \text{ kN/m}$
mortar = $22 * 0.02 * 1 = 0.44 \text{ kN/m}$
slab = $25 * 0.3 * 1 = 7.5 \text{ kN/m}$
plaster = $22 * 0.03 * 1 = 0.66 \text{ kN/m}$
Sum=9.26 kN/m

Table (4-5): Landing Dead Loads

❖ **Live load = 5 kN/m²**

❖ **Total factored load: $w = 1.2D + 1.6L$**

For flight $w = 1.2 * 13.76 + 1.6 * 5 = 24.512$

For landing $w = 1.2 * 9.26 + 1.6 * 5 = 19.1$

- **Analysis :** The following figures show the load on flight :

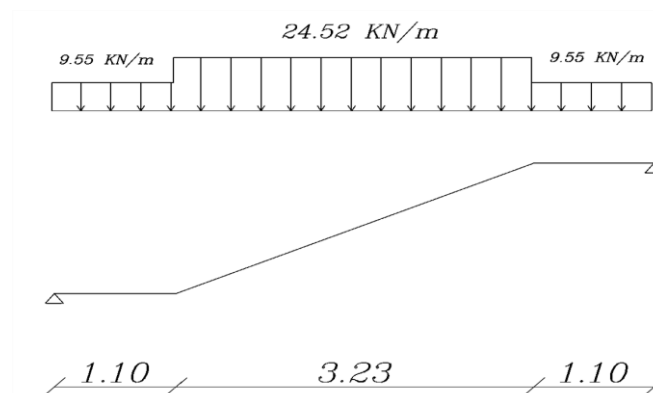


Figure (4-25): Load on flight

- **Design :**

- **Design of Shear Force :**

$$d=300-20-(14/2) = 273\text{mm}$$

$$V_u=50.1-9.55*(0.15+0.273) = 46.65 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{F_c'} * b_w * d$$

$$= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 273$$

$$= 167.2 \text{ kN} > V_u \text{ max} = 46.65 \text{ kN}$$

∴ **No Shear Reinforcement is Required**

- **Design of Bending Moment :**

$$-M_u = 50.1 * \frac{5.62}{2} - 9.55 * 1.1 * \frac{1.1+3.23}{2} - 24.52 * 1.615 * 0.81 = 85 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 85/0.9 = 94.4 \text{ kN.m/m}$$

$$-R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{94.4 * 10^6}{1000 * 273^2} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$-\rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{F_y}}\right) = \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.26 * 20.6}{420}}\right) = 0.003099$$

$$-A_{sreq} = \rho * b * d = 0.003099 * 1000 * 273 = 846 \text{ mm}^2$$

$$-A_{s \text{ min}} = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 \text{ mm}^2$$

∴ **Select Ø14/15 with $A_s = 1077 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}}$ For Main Reinforcement**

For secondary Reinforcement select Ø10 /15 with $A_s=471.2 \text{ mm}^2 = A_{s \text{ min}}$

- Check Spacing :

$$1. 3h = 3 * 300 = 900 \text{ mm}$$

$$2. 450 \text{ mm}$$

$$3. s = 380 \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5 C_c \leq 300 \left(\frac{280}{f_s}\right)$$

$$4. s \leq 300 \left(\frac{280}{f_s}\right)$$

$$330 - \text{control} > 150 \text{ ok}$$

- Check Strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{1077 * 420}{0.85 * 1000 * 24} = 22.2 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{22.2}{0.85} = 26 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{273 - 26}{26} \right) = 0.0285 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \text{ (Ok)}$$

- Design of Landing
- **Determination of Landing thickness :**

Limitation of deflection:

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

$$h (\text{min}) = L/20 = 288/20 = 14.4 \text{ cm}$$

\therefore Select $h = 25 \text{ cm}$, but shear and deflection must be checked

- **Analysis :** The following figures show the load on landing

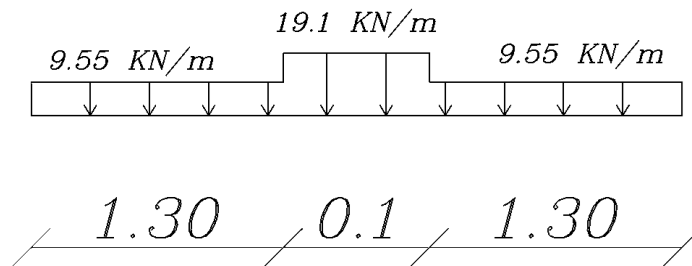


Figure (4-26): Load on landing

$$d = 250 - 20 - (14/2) = 223 \text{ mm}$$

- **Design of Bending Moment :**

$$-M_u = 13.37 * \frac{2.7}{2} - 9.5 * 1.3 * \frac{1.3+0.1}{2} - 0.023 = 9.6 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 9.6/0.9 = 10.68 \text{ kN.m/m}$$

$$-R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{10.68 * 10^6}{1000 * 223^2} = 0.3 \text{ MPa}$$

$$-\rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{F_y}} \right) = \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.3 * 20.6}{420}} \right) = 0.00072$$

$$-A_s \text{ req} = \rho * b * d = 0.00072 * 1000 * 223 = 160.56 \text{ mm}^2$$

$$-A_s \text{ min} = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2$$

$$-A_s \text{ min} > A_s \text{ req} = 450 \text{ mm}^2$$

\therefore Select $\text{Ø}10/15$ with $A_s = 452.4 \text{ mm}^2 = A_s \text{ min} \dots$ For Main Reinforcement

- Check Spacing :

$$1. 3h = 3 * 250 = 750 \text{ mm}$$

$$2. 450 \text{ mm}$$

$$3. s = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right)$$

330 – control < 380 ok

- Check Strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{452 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 9.3 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.3}{0.85} = 11 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{224 - 11}{11} \right) = 0.058 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \text{ (ok)}$$

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

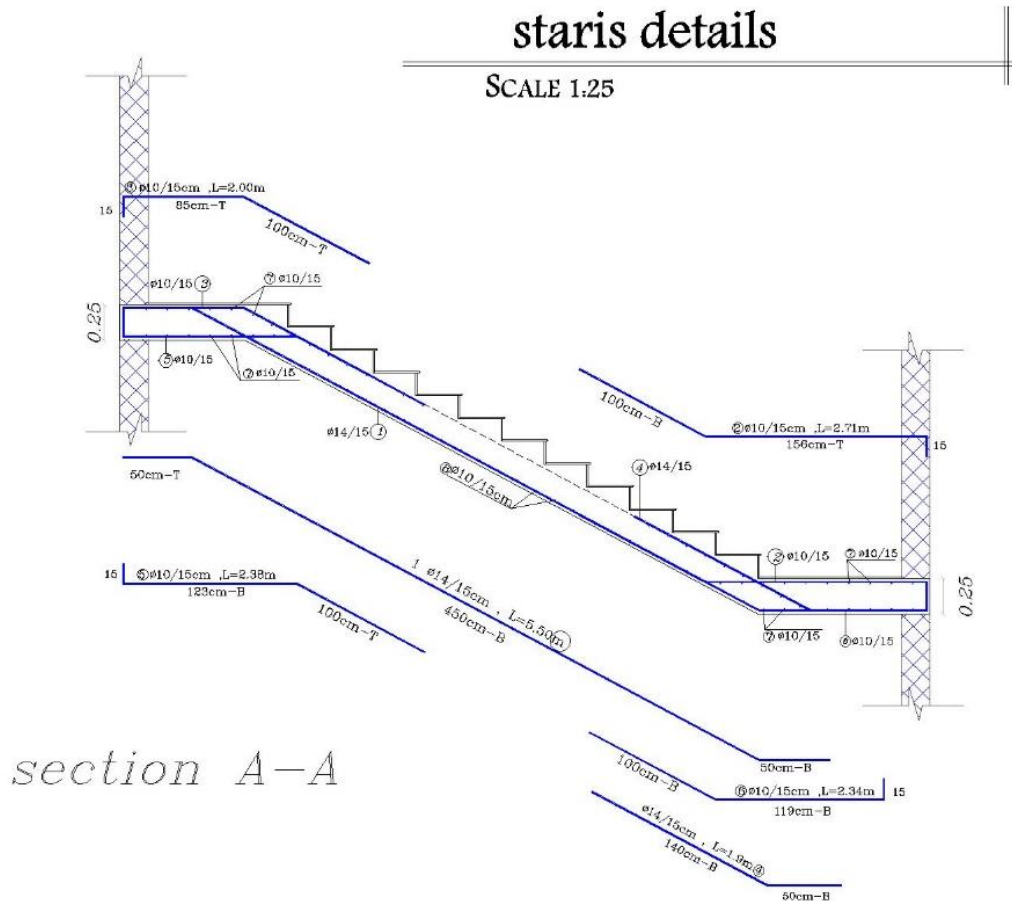


Figure (4-27): Stairs Details

الفصل الخامس

الوصف الإنشائي للستيل

5.1 المَقْدِمة

5.2 هيكلية الجمالون

5.3 مراحل التصميم الإنشائي

5.4 الأحمال

5.1 المُقَدِّمَة

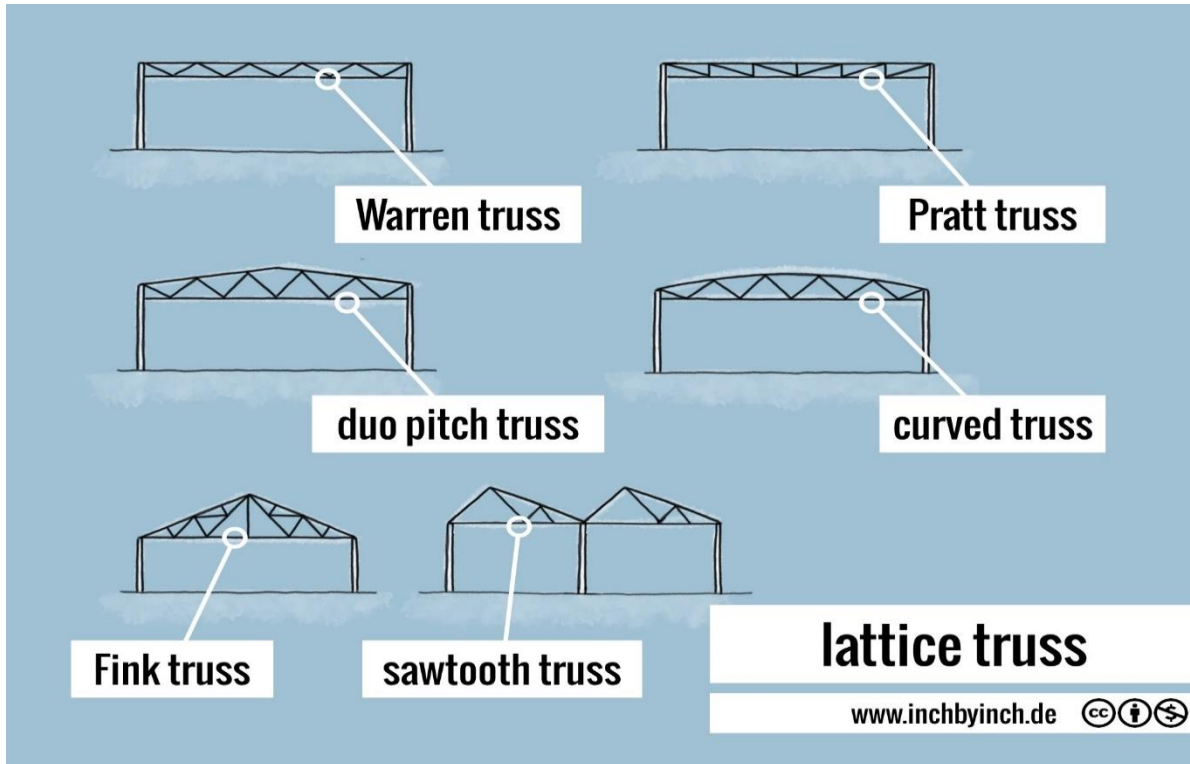
بناء على المساحة الارض تم اعتماد ابعاد الجمالون ولا بد من وضع الأفكار و التحليلات الموجودة في التصميم المعماري و تطبيقها في التصميم الإنشائي ، وحيث ان مساحة 24*24 متر قررنا تصميم جمالون من الاستيل المعدني ، يبلغ ارتفاع الجمالون 6 م صافي والارتفاع الكامل 8.6 م ، تم التصميم المشروع بالحفاظ على التصميم المعماري.

5.2 هيكلية الجمالون " Duopitch rafters "

أصبحت Duopitch rafters المصنوعة من الفولاذ ذات شعبية متزايدة كنظام تسقيف. الصلب مادة قوية ومتينة قادرة على تحمل الظروف الجوية القاسية والقوى الأخرى. كما أنه خفيف الوزن نسبيًا ، مما يجعل تركيبه أسهل من المواد الأخرى مثل الخشب أو الخرسانة.

عملية تركيب Duopitch rafters المصنوعة من الصلب مماثلة لتلك الخاصة بالمواد الأخرى. الخطوة الأولى هي قياس وتحديد المنطقة التي سيتم وضع العوارض الخشبية فيها. بعد ذلك ، يجب قطع العوارض الخشبية بالحجم وإرفاقها بهيكل السقف. أخيرًا ، يجب تركيب مواد عازلة و مواد أخرى حول حواف السقف للتأكد من أنها مقاومة للماء بشكل صحيح.

بشكل عام ، توفر العوارض الخشبية المزدوجة المصنوعة من الفولاذ طريقة فعالة وممتعة من الناحية الجمالية لبناء سقف. إنها سهلة التركيب نسبيًا وتوفر ثباتًا إضافيًا للهيكل نظرًا لقوتها ومتانتها. بالإضافة إلى ذلك ، يمكن استخدامها في مجموعة متنوعة من أنواع المباني المختلفة ، مما يجعلها خيارًا رائعًا للعديد من المشاريع المختلفة.

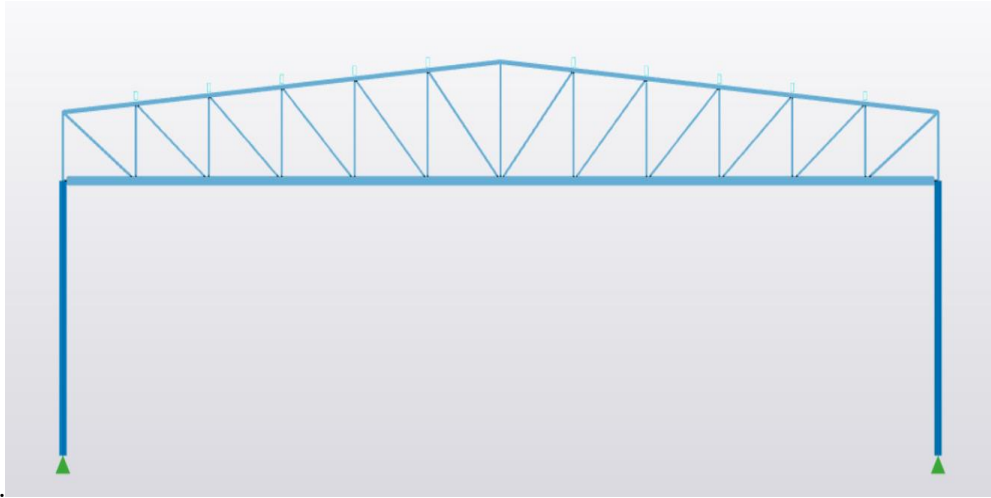


أنواع الجمالونات: Figure(5.1)

العناصر المكون منها الجمالون :-

◆ الترس الرئيسي تكرر كل مسافة 6 م بالاتجاه القصير أي انه لدينا 5 تكرارات وتم اعتماد (duo pitch)

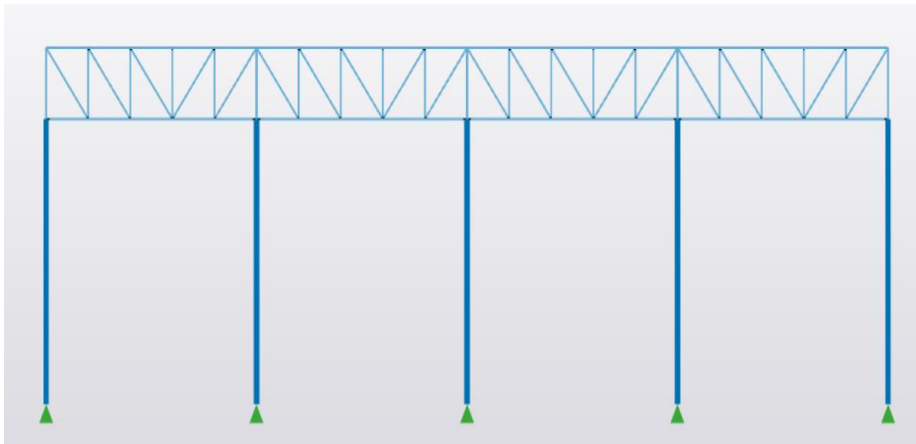
Truss



الجمالون الرئيسي: Figure(5.2)

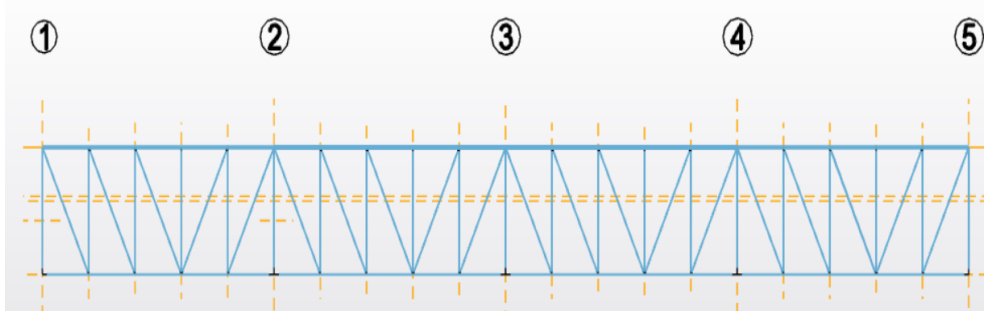
◆

◆ الترس العرضي على الطرفين يعمل على جعل الجمالون وحدة واحدة والتصريف ككتلة واحدة



جمالون عرضي: Figure(5.3)

♦ الترس العرضي في منتصف الجمالون يرتبط مباشرة في الترس الرئيسي وعلى ارتفاع الترس



Figure(5.4): جمالون عرضي وسطي .

5.3 مراحل التصميم الإنشائي:-

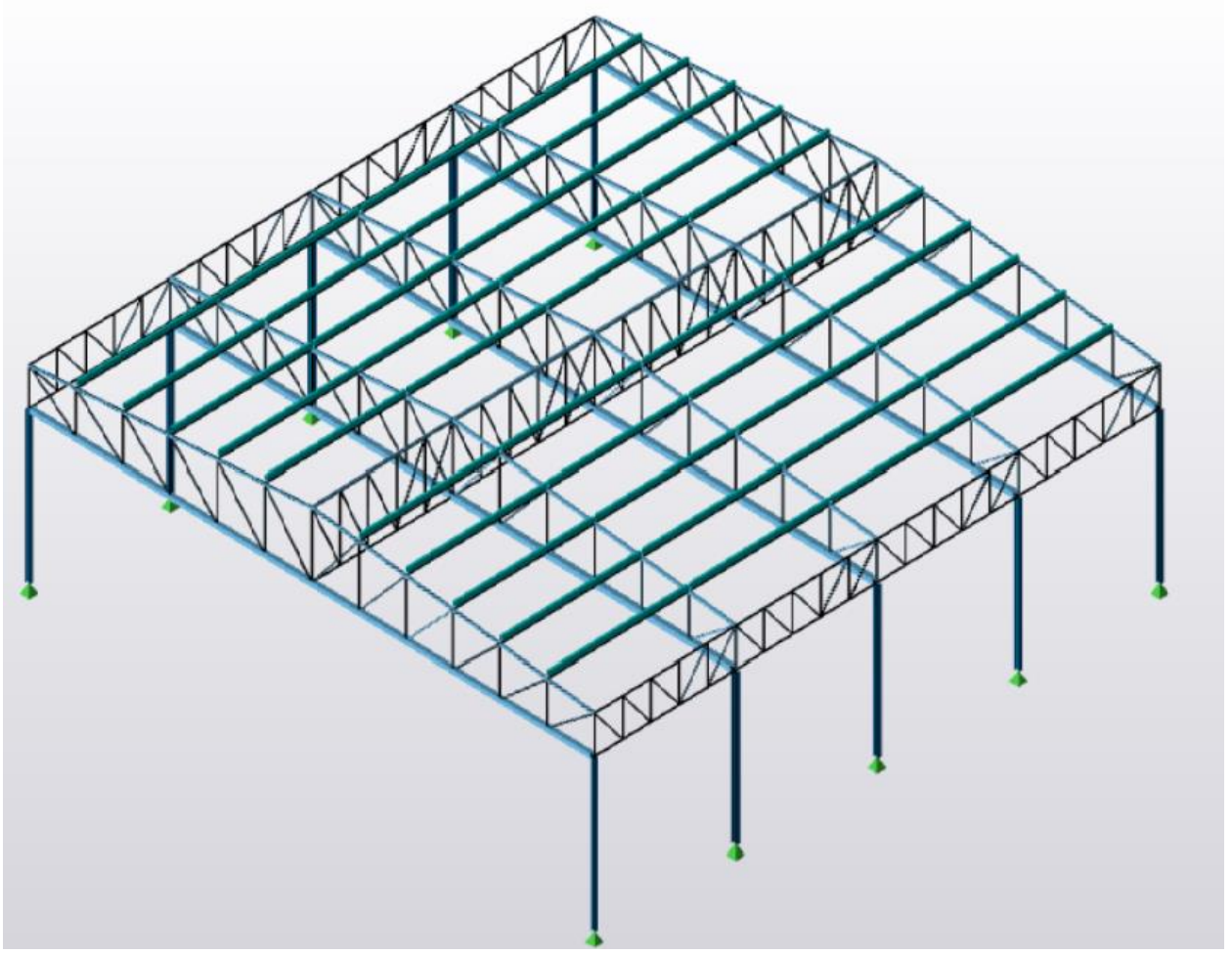
يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى ثلاث مراحل رئيسية:

المرحلة الأولى:-

وهي الدراسة المبدئية للمشروع من حيث نوع الهيكل المستخدم وطبوغرافية الأرض ، بالإضافة لفهم المشروع فهماً صحيحاً، وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع، ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام، والأبعاد الأولية المتوقعة منه.

المرحلة الثانية:

تتمثل في نمذجة المخطط داخل برنامج (tekla structures design).
عن طريق رسم جميع العناصر والاجزاء ومع تعريف المواد المستخدمة مع التأكد من عدم وجود أي خطأ في عملية الرسم عن طريق امر (validate)



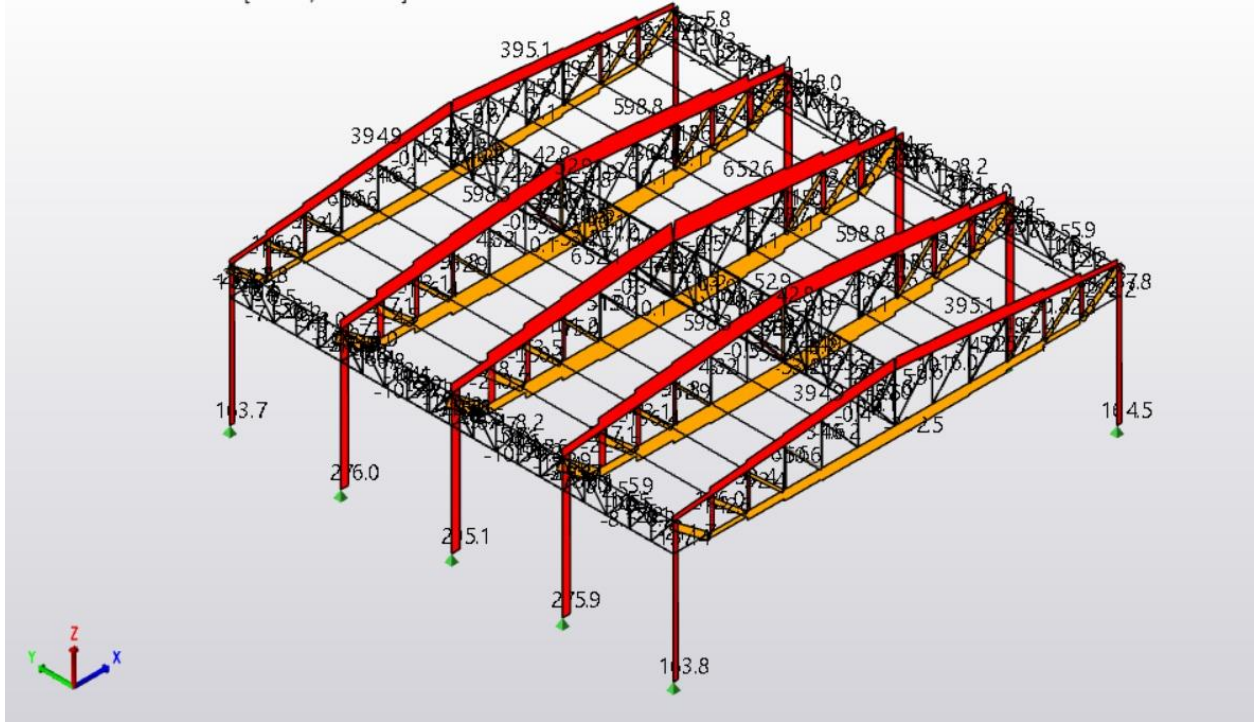
Figure(5.5): جمالون 3D

المرحلة الثالث:

تتمثل في تسليط الاحمال على كافة العناصر الانشائية وتعريف الاحمال ، منها احمال الرياح والتلوج والحمل الحي والميت وتعريف حالات التحميل كافة .

ومن ثم عمل تحليل (Analysis all static)
تمثل حالة التحميل الأقصى (Envelope)

First-order linear - 1 Envelope
Member Axial Force : [-648.0/652.6kN]

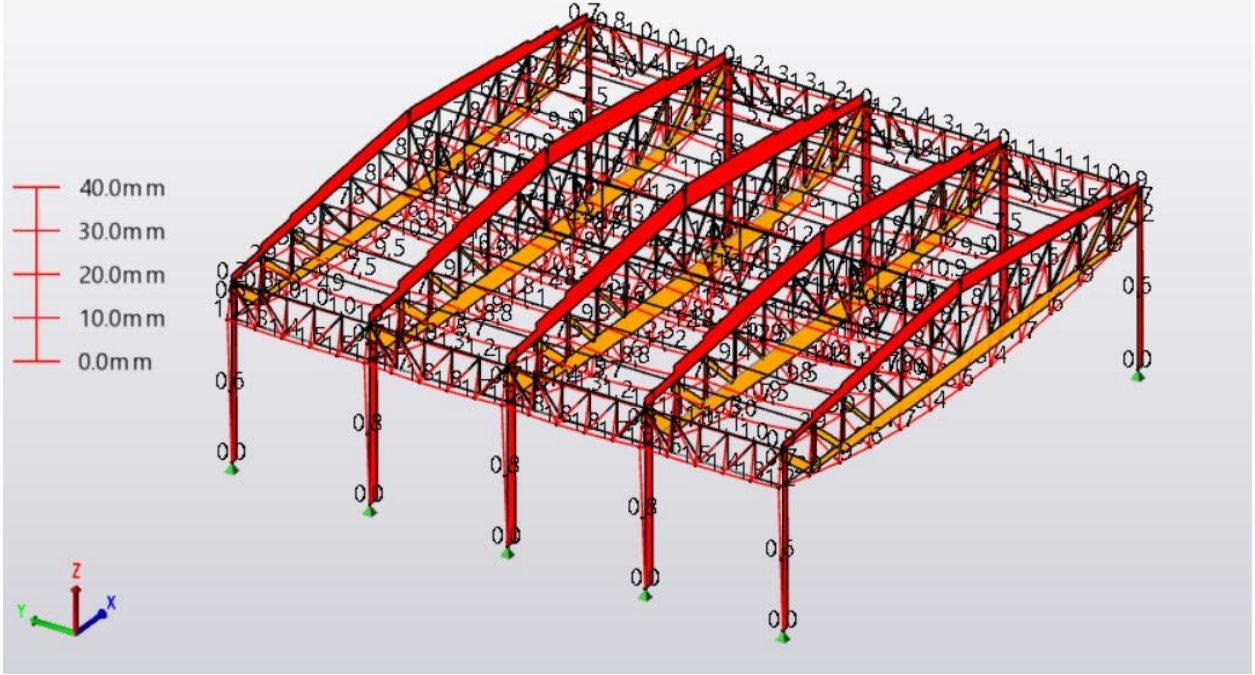


Figure(5.6): الاحمال القصوى للشد والضغط

المرحلة الرابعة :

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي (جمالون) وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفصيل المقاطع لابد ان نشيك على ثبات المبنى وال deflection

Member Deflection Total : [0.0/13.7mm]



Figure(5.7): Member deflection total

5.4 الأحمال :-

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

1. الأحمال الميتة

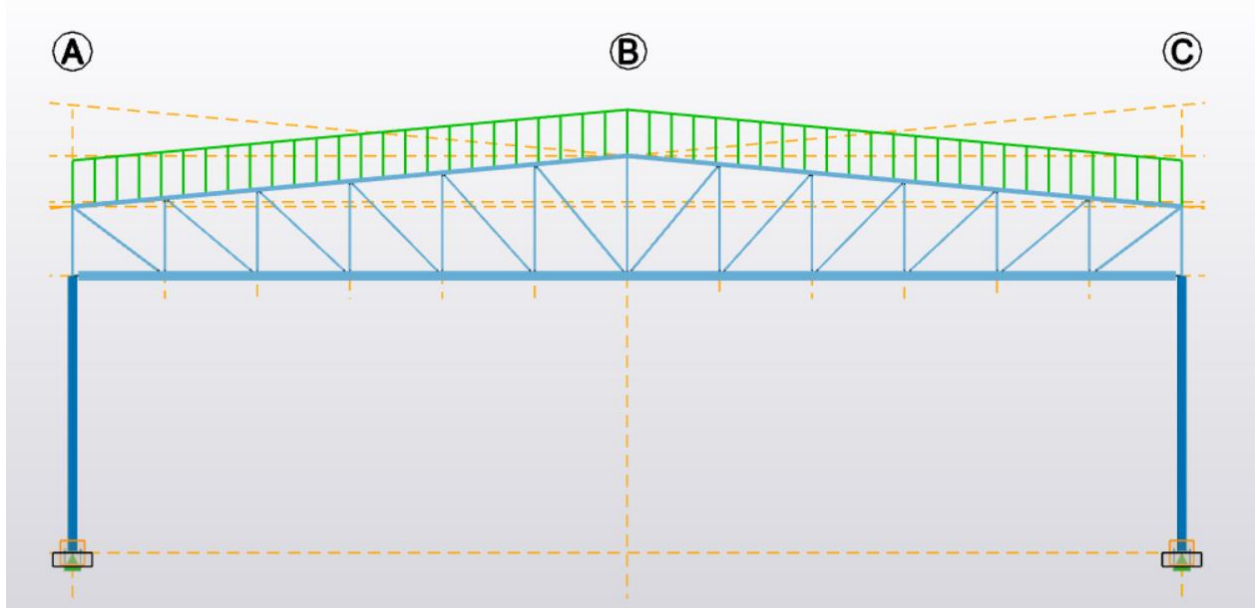
هي الأحمال ناتجة عن وزن المبنى الذاتي والذي تم تعريفها بشكل مباشر من قبل البرنامج اما بخصوص الصاج الذي يشكل حاضنة المبنى تم اعتباره Sandwich panel وهو مكون من طبقتين بينهما مادة عازلة ويشكل .

2. الأحمال الحية :-

هي الاحمال التي يتعرض لها المنشأة بحكم استعمالها المختلفة، بما في ذلك الاحمال الموزعة والمركزة، وهي تشمل:

- أوزان الافراد بهدف صيانة المنشأة.
- الاحمال الديناميكية، كالمعدات التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.

تمثل الاحمال الحية وزن العاملين بهدف صيانة السقف ولكونه السقف لا يمكن الوصول اليه بشكل مباشر كان الحمل اقل ممن اذا يكون الوصول مباشر الحمل = $3.4 \text{ N/m} = 6 * 0.57$
 هذا بما يخص الجمالون الرئيسي اما الأطراف فلها نصف الحمل أي 1.7 N/m



Figure(5.8): الاحمال الحية

3. الأحمال البيئية: -

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية وهي كما يلي: -

■ أحمال الرياح (Wind Loads): -

عبارة عن قوى الأفقية التي تؤثر على المنشأة و يظهر تأثيرها في المباني المرتفعة خاصة ، و تكون موجبة اذا كانت ناتجة عن ضغط و سالبة اذا كانت ناتجة عن شد ، و تقاس بوحدة KN/m^2 ، و تحدد احمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض ، و الموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة او منخفضة و تكون سرعة رياح أعلى كلما صعدنا لأعلى نتيجة لإنخفاض قوى الإحتكاك بين الرياح و سطح الأرض
 تم تصميم الرياح على سرعة 120 كيلو متر لكل ساعة .

■ **أحمال الثلوج (Snow Loads):**

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

(أ) ارتفاع الموقع : (Altitude Site) هو ارتفاع الموقع الذي سيقام عليه المبنى المنوي إنشاؤه، أو ارتفاع موقع المبنى القائم، عن مستوى سطح البحر

(ب) حمل الثلج الموقعي : (Load Snow Site)(So) هو كثافة حمل الثلج غير المنجرف عند مستوى أرض الموقع .

(ج) معامل الشكل لحمل الثلج : (Coefficient Shape Load Snow) هو النسبة بين حمل الثلج المنجرف من مكان لآخر على سقف المبنى بفعل الرياح، وحمل الثلج غير المنجرف عند مستوى أرض الموقع .

(د) حمل الثلج على سقف المبنى : (Roof on Load Snow (Sd) هو كثافة حمل الثلج على سقف المبنى

يحدد حمل الثلج على سقف المبنى (كن/ م) (So) في معامل الشكل لحمل الثلج طبقاً للمعادلة التالية

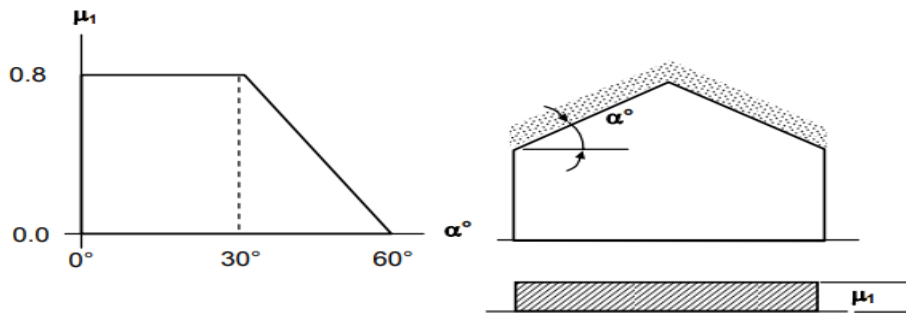
$$Sd = \mu_i So$$

$$Kg/ m^2 \ 160 = 0.8 * 200$$

معامل الشكل يحسب

الثلج لأحد الجوانب المائلة ذات الميل الواحد مساوية الصفر. وبمعنى آخر، فإنه لا يوجد حمل للثلج. ويتم الحصول على قيمة معامل الشكل لحمل الثلج للجانب الآخر من الشكل (٣-٢-ب) ويفترض أن تكون هذه القيمة ثابتة على كامل مساحة الجانب المحمل من سقف المبنى.

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



■ **أحمال الزلازل (Earthquake Loads):**

تطرح الزلازل مشكلة هندسية فريدة من نوعها حيث تشكل الزلازل عالية الشدة عندما تحدث أقصى وأشد حمل يمكن أن يتعرض له أي منشأ ولكن الاحتمال أن يتعرض منشأ ما في فترة عمره الافتراضية إلى مثل هذا الزلزال تعتبر ضئيلة جداً . هذا هو السبب الذي يؤدي إلى أن تهدف مواصفات الزلازل إلى لتأمين مستوى أدنى من التصميم يسمح للمباني بالتالي :

- 1 . مقاومة الزلازل الضعيفة بدون حدوث أضرار
- 2 مقاومة الزلازل معتدلة الشدة بدون حصول أضرار إنشائية كبيرة ويسمح بحصول بعض الأضرار غير إنشائية
- 3 مقاومة زلازل عالية الشدة بدون انهيار النظام الإنشائي ولكن يسمح بحصول تصدعات إنشائية قوية وغير إنشائية في المبنى

يمكن لمبنى ما أن يتعرض لقوى أعلى بكثير من تلك التي صمم لها حسب المواصفات ، وتعزى سلامة المنشآت المعرضة لمثل توجد هذه الخاصية في الفولاذ بشكل خاص حيث *Ductility* هذه الظروف بشكل رئيسي لخاصية بمواد البناء تدعى اللدونة ولكن عندما *Distortion* ينقطع بعد أن تحصل له استطالة . أما الخرسانة فإنها تنكسر بسرعة وبأقل حد من الاستطالة والتشويه يمتص التغير في الشكل والطاقة ويؤجل الانهيار الكامل للخرسانة المسلحة ، وبهذا . يوضع فيها حديد التسليح فإنه يمنحها لدونة فإنه يتم الاعتماد على خاصية اللدونة لامتناس الطاقة التدميرية ولمنع الانهيار في الحالات النادرة عندما تزيد قوى الزلازل عن تلك التي صمم لها المبنى .

وبما ان الجمالون مكون من الاستيل وارتفاع 6 م فقط كانت الاحمال الزلزالية قليلة لذلك كان تصميم القوى الجانبية بناء على احمال الرياح .

❖ تم استخدام برنامج Tekla Structural Designer

الفصل السادس

التوصيات والمراجع

6.1 النتائج

6.2 التوصيات

6.2 قائمة المصادر والمراجع

6.1 النتائج

من خلال هذا التجوال في هذا البحث والتعرف على معطياته وجوانبه، تم الخروج بخلاصة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي: -

- ◇ إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى.
- ◇ إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها.
- ◇ التعرف على العناصر الإنشائية، وكيفية التعامل معها، ومع آلية عملها، وذلك ليتم تصميمها تصميماً جيداً يحقق الأمان والقوة الإنشائية.

6.2 التوصيات

- يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملًا إنشائياً ومعمارياً.
- يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
- ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
- يجب استكمال التصميم الكهربائي والميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

6.2 قائمة المصادر والمراجع

1. ACI – 318 16 “ American Code “
2. ACI – 318 14 “ American Code “
3. Reinforced concrete I, II, III “ DR. Nasser Abboshi”