جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـِ فندق في منطقة بيت ساحور–حقل الرعاة

فريق العمل:

أحمد نجاجرة **محمد سميرات** **خالد الوحش**

إشراف :

م. مي حداد

يناير– 2021

الإهداء

بدأنا بأكثر من يد وقاسينا أكثر من هم وعانينا الكثير من الصعوبات و هانحن اليوم والحمد الله نطوي سهر الليالي وتعب الأيام وخلاصة مشوارنا بين دفتي هذا العمل المتواضع.

إلى منارة العلم والإمام المصطفى إلى الذي علم العالمين إلى سيد الخلق إلى رسولنا محمد صلى الله عليه وسلم.

إلى الينبوع الذي لا يمل العطاء إلي من حاكت سعادتنا بخيوط منسوجة من قلبها إلى أمهاتنا الغاليات.

إلى من سعى وشقى لننعم بالراحة والهناء الذي لم يبخل بشيء من أجل دفعنا في طريق النجاح إلى الذي علمنا أن نرتقي سلم الحياة بحكمة وصبر إلى آبائنا الكرام.

إلى من حبهم يجري في عروقنا ويلهج بذكراهم فؤادنا إلى أخواتي وأخواني إلى من سرنا سوياً ونحن نشق الطريق معاً نحو النجاح والإبداع إلى من تكاتفنا يداً بيد ونحن نقطف زهرة العلم إلى أصدقائنا وزملائنا.

إلى من علمونا حروفاً من ذهب وكلمات من درر وعبارات من أسمى وأجلى عبارات في العلم إلى من صاغوا لنا علمهم حروفاً ومن فكرهم منارة تنير لنا مسيرة العلم والنجاح إلى أساتذتنا الكرام.

List of Abbreviations

- Ac = area of concrete section resisting shear transfer.
- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_s = area of non-prestressed compression reinforcement.
- Ag = gross area of section.
- Av = area of shear reinforcement within a distance (S).
- At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- bw = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- Ec = modulus of elasticity of concrete.
- fc' = compression strength of concrete .
- fy = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- Ln = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- L= length of clear span in long direction of two- way construction, measured center-to-center of supports in slabs without beams and center to center of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- Lw = length of wall.
- M = bending moment.
- M_u = factored moment at section.

- M_n = nominal moment.
- Pn = nominal axial load.
- Pu = factored axial load
- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- Vc = nominal shear strength provided by concrete.
- Vn = nominal shear stress.
- Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_u = factored shear force at section.
- Wc = weight of concrete. (Kg/m³).
- W = width of beam or rib.
- Wu = factored load per unit area.
- ϕ = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

Abstract

This project provides a complete structural design for a hotel located in Beit Sahour area - the PEARLS HOTEL. It consists of seven floors in addition to a parking floor underground, with a total area of 8695 M2. This design is based on the Jordanian Code for determining live loads and for determining earthquake loads, yet the American Code is used for the structural analysis and the design of sections. Moreover, it must be noted that the design was done depending on some computer programs such as: (Etabs, Safe, Atir, Autocad). The project includes studying and understanding architectural plans, distributing columns and bridges, and studying the building sructurally, so that the structural elements, the loads were determined and the structural systems approved for structural regulations. The appropriate design of the building and the complete design of these structural elements and the preparation of operational plans for the project, including sections for all the structural elements in the building and taking them out with high accuracy and in a way that can be implemented on the ground.

ملخص المشروع

في هذا المشروع تم عمل تصميم إنشائي كامل لـ فندق في منطقة بيت ساحور – حقل الرعاة حيث يتكون من سبع طوابق بالاضافة لطابق مصف سيارات تحت منسوب الارض ،حيث تبلغ مساحته الاجمالية 8695 م2.

تم التصميم بناء على استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزالزل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فتم استخدام الكود ألمريكي، ولا بد من الأشارة إلى أنه تم الأعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :(Etabs ,Safe, Atir ,Autocad.) ويتضمن المشروع دراسة وفهم المخططات المعمارية و القيام بتوزيع الأعمدة والجسور ودراسة المبنى انشائيا ,بحيث تم تحديد العناصر الأنشائية ، والأحمال الواقعة على المبنى واعتماد الأنظمة الأنشائية المناسبة للمبنى وتصميم كامل لهذه العناصر الأنشائية واعداد المخططات التنفيذية للمشروع وتشمل مقاطع لكافة العناصر الأنشائية الموجودة في المبنى واخراجها بدقة عالية وبشكل يمكن تنفيذه على ارض الواقع.

المحتويات

1. المقدمة 12

1.1. مقدمة عامة 13

1.2. الهدف من المشروع 14

1.2.1. اهداف المشروع المعمارية 14

1.2.2. اهداف المشروع الانشائية 14

1.3. مشكلة المشروع 14

1.4. اسباب اختيار المشروع 15

1.5. خطوات المشروع 15

1.6. التوقيت الزمني للمشروع 16

2. الوصف المِعمَاري 17

2.1. مقدمة 18

2.2. لمحة عامة عن المشروع 19

2.3. موقع المشروع 19

2.3.1. أهمية الموقع 20

2.3.2. حركة الشمس و الرياح 20

2.3.3. الرطوبة 21

2.4. وصف طوابق المشروع 21

2.4.1. طابق التسوية 21

2.4.2. الطابق الأرضي 22

2.4.3. الطابق الأول 23

2.4.4. الطابق الثاني 24

2.4.5. الطابق الثالث 24

2.4.6. الطابق الرابع 25
2.4.7. لطابق الخامس 25
2.4.8. الطابق السادس 26
2.5. الواجهات 27
2.5.1. الواجهة الغربية 27
2.5.2. الواجهة الشرقية 28
2.5.3. الواجهة الشمالية 29
2.5.4. الواجهة الجنوبية 30
2.6. وصف الحركة و المداخل 31
2.7. المداخل 31
3. الــوصــف الإنـْشَـائِـي 32
3.1. مقدمة 29
3.2. الهدف من التصميم الإنشائي 29
3.3. مراحل التصميم الإنشائي 29
3.4. الأحمال 30
3.4.1. الأحمال الميتة 30
3.4.2. الأحمال الحية 30
3.4.3. الأحمال البيئية 32
3.5. الاختبارات العملية 34
3.6. العناصر الإنشائية المكونة للمبنى السكني 34
3.6.1. العقدات 35
3.6.2. الأدراج 36
3.6.3. الجسور 37

3.6.4. الأعمدة 38
3.6.5. جدران القص 39
3.6.6. الأساسات 40
3.7. فواصل التمدد (Expansions Joints): 41
3.8. برامج الحاسوب المستخدمة 41
Chapter 4 42
Structural Analysis & Design 42
4 .1 Introduction:- 43
4.2 Design of Column 64
4.3. Design of the Stirrups 68
4.4 Design of Two way ribbed slab: 69
4.4.1 Determination of thickness:- 69
4.5 Design of Stair: 79
قائمة المصادر المراجع : 85
5. النَتائِج والتَوصِيات 52
5.1. المقدمة 87
5.2. النتائج 87
5.3. التوصيات 88

جدول الصور

الشكل (2-1): المسقط الأفقي لطابق التسوية.....22

الشكل (2-2): المسقط الأفقي للطابق الأرضي.....22

الشكل (2-3): المسقط الأفقي للطابق الأول.....23

الشكل (2-4):المسقط الأفقي للطابق الثاني.....24

الشكل (2-5): المسقط الأفقي للطابق الثالث.....24

الشكل (2-6): المسقط الأفقي للطابق الرابع.....25

الشكل (2-7): المسقط الأفقي للطابق الخامس.....25

الشكل (2-8): المسقط الأفقي للطابق السادس.....26

الشكل (2-9): الواجهة الغربية.....27

الشكل (2-10): الواجهة الغربية –ثلاثية الأبعاد.....28

الشكل (2-11): الواجهة الشرقية.....28

الشكل (2-12): الواجهة الشمالية.....30

الشكل (2-13): الواجهة الجنوبية 30

الشكل (2-14): لقطات ثلاثية الأبعاد.....31

الشكل (3-1): تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئه المحيطه به.....33

الشكل (3-2): عقدات العصب ذات الإتجاه الواحد.....35

الشكل (3-3): عقدات العصب ذات الاتجاهين.....36

المبنى الشكل(3-4).....36

الشكل (3-5): أنواع الجسور المستخدمة في المشروع.....38

الشكل (3-6): أنواع الأعمدة.....39

الشكل (3-7): جدار قص.....40

الشكل (3-8): أساس مفرد.....41

Fig (4-1):.....45

Fig (4-2): Topping load.....46

Figure(4-3):.....48

Figure(4-4): Geometry of rib RB -1.....49

Figure(4-5): Loading of rib RB -1(KN/m).....49

Figure(4-6): Moment and Shear Envelope for rib(RB -1).....50

Figure(4-7): Rib reinforcement.....57

Figure(4-8): Reactions from (RB-16).....57

Figure(4-10): Loads of beam(B2).....59

Figure(4-11): Moment & shear envelope.....60

Fig(4-12): 66

Fig(4-13):Column10 Reinforcement Details.....68

Fig(4-14): Stair Plan.....79

Fig (4-15): Stair Section.....80

الفصل الأول

1. المقدمة

مقدمة عامة

الهدف من المشروع

مشكلة المشروع

اسباب اختيار المشروع

خطوات المشروع

التوقيت الزمني للمشروع

1.1. مقدمة عامة

تقع دولة فلسطين تحت احتلال استعماري يحكم السيطرة على اكثر من 80 بالمئة من الاراضي التاريخية لفلسطين، وهو ما جعل مصادر الدخل فيما تبقى من اراضي تخضع لسيطرة السلطة الفلسطينية قليلة جداً، وكان للسياحة الدينية والثقافية والاستجمام النصيب الأكبر من هذه المداخيل.

تولي الجهات المسؤولة اهتماماً كبيراً لمجال السياحة، حيث تم انشاء وزارة تعنى بالسياحة وتعمل بالشراكة مع القطاع الخاص لتكوين وجهة سياحية تجذب اكبر عدد ممكن من السياح حول العالم.

وبناءاً عليه، اختار فريق العمل لهذا المشروع ومن باب المسؤولية الوطنية والاجتماعية الواقعة على عاتقنا، المساهمة في تطوير هذا المجال عن طريق تصميم انشائي لفندق يوفر كافة المتطلبات والاحتياجات للسياح باختلاف ثقافاتهم.

وكفكرة عامة عن المشروع، فهو عبارة عن فندق سياحي حسب المعايير العالمية للفنادق، مقترح انشاؤه في مدينة بيت لحم في بيت ساحور، بما يحقق الهدف الفعلي لانشائه والمنفعة الاقتصادية المرجوة.

والفندق عبارة عن مبنى انشائي يتألف من سبعة طوابق متشابهة وطابق تسوية تتضمن طابق مواقف سيارات للزوار وطابق استقبال وردهة طعام و خمسة طوابق من الغرف والاجنحة الفندقية وطابق " استوديوهات".

يقع المشروع في مدينة بيت ساحور – محافظة بيت لحم على مقربة من خطوط المواصلات الرئيسية في المدينة والموصلة الى قرى الريف الشرقي، كذلك طريق وادي النار التي تربط شمال الضفة بجنوبها .

1.2. الهدف من المشروع

تقسم أهداف المشروع إلى الأهداف المعمارية و الأهداف الإنشائية:

1.2.1. اهداف المشروع المعمارية

دراسة وفهم المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع. وتحقيقها للناحية الجمالية والمرونة والتناسق مع نظائرها من الابنية والمجمعات المحيطة.

1.2.2. اهداف المشروع الانشائية

اختيار النظام الانشائي المناسب و المتوافق مع اهداف المبنى.(النظام الإنشائي للمبنى من حيث توزيع الاعمدة و الجسور واختيار أنظمة العقدات المناسبة)، بحيث يكون المبنى اميناً ومجهزاً لاستقبال المستخدمين والاحمال الميتة المتوقعة.

(ربط الجانب النظري الذي تم تعلمه في مساقات النظام الانشائي بالجانب العملي كون التطبيق العملي مسانداً للنظري ومكملاً له، ويسهل دخول المعلومة في عقل الطالب ويرسخها) .

1.3. مشكلة المشروع

تتركز مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الانشائي لمشروع معماري عبارة عن مبنى فندق سياحي (فندق حقل الرعاة – بيت ساحور/بيت لحم) بحيث يتمحور الحل في الوصول الى اعلى درجات الامان والراحة للمستخدمين بالاضافة الى تحقيق الاهداف الاقتصادية المرجوة من المشروع باعتباره مشروعاً استثمارياً.

1.4. اسباب اختيار المشروع

نظرا لأهمية السياحة و أهمية الفنادق في تنشيط السياحة , و اهمية التصميم الفندقي في توفير التصميم الجيد والتشغيل الجيد والحد الاقصى من الأمن والأمان والراحة والاستجمام, و الحاجة الى تجميع وتحليل المعلومات الانشائية التي تضمن نجاح المشروع , وتطبيقها في مشروع تتنوع فيه العناصر الانشائية .

ومن هذا المنطلق وتحقيقاً لهذا الهدف وقع اختيار فريق العمل على مشروع (فندق حقل الرعاة / في منطقة بيت ساحور).

1.5. خطوات المشروع

يتلخص العمل في المشروع بالخطوات التالية:

1- دراسة وفهم المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع و إجراء كافة التعديلات المعمارية عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
2- القيام بتوزيع الاعمدة والجسور: يتم توزيع الأعمدة بحيث لا تتعارض مع الفراغات أو الحوائط في الادوار المتكررة، والتأكد من عمليتها وتحملها للاحمال المتوقعة عليها.
3- دراسة المبنى انشائيا ,بحيث يتم تحديد العناصر الانشائية ، والاحمال الواقعة على المبنى واعتماد الانظمة الانشائية المناسبة للمبنى.
4- تصميم كامل لهذه العناصر الانشائية.
5- اعداد المخططات التنفيذية للمشروع وتشمل مقاطع لكافة العناصر الانشائية الموجودة في المبنى واخراجها بدقة عالية وبشكل يمكن تنفيذه على ارض الواقع.
6- اعداد المشروع بشكله النهائي و تقديمه.

1.6. التوقيت الزمني للمشروع

Suggested Time	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
Project Selection																																		
Site Study																																		
Collect information about the project																																		
Architectural study of the building																																		
Structural study of the building																																		
Preparation of graduation project introduction																																		
Make the presentation																																		
Structural analysis																																		
Structural design																																		
Preparation of construction drawings of the project																																		
Writing the document																																		
Stand by time																																		
Presentation of the project																																		

الفصل الثاني

2. الوصف المِعمَاري

مقدمة

لمحة عامة عن المشروع

موقع المشروع

وصف طوابق المشروع

الواجهات

وصف الحركة و المداخل

المداخل

2.1. مقدمة

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

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

وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور. وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحّرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

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

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

2.2. لمحة عامة عن المشروع

تعاني مدينة بيت ساحور من عدة مشاكل في تصميم الفنادق لعدة أسباب منها: سيطرة الاحتلال الاسرائيلي على الموارد المتاحة وقلتها في نفس الوقت، وغياب التخطيط الجيد في توزيع الفنادق. لذلك أتت الحاجة لتصميم فندق يراعي احتياجات الشعب الفلسطيني النفسية.

و مما لا شك فيه أن دور الفنادق في عصرنا الحالي لم يعد يقتصر على تقديم الخدمة السكنية فقط، ولم يعد كذلك يعرف بأنه مكان للسكن كما كان في الماضي، حيث كان أقدم وأبسط تعريف للفندق هو أنه مكان لإيواء السكان حتى يتم قضاء اغراضهم، ولكن الفندق الحديث يعد تنظيماً سكنياً متكاملاً يستهدف تقديم الخدمة السكنية والرفاهية الكاملة.

2.3. موقع المشروع

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة بحيث تصان العناصر القائمة وعلاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس. الموقع المقترح للمشروع هو أرض في بيت سحور تبعد عن بيت لحم مسافة كيلو متر واحد الى الشرق، جنوب الضفة الغربية. ترتفع قطعة الأرض 775م عن سطح البحر.

2.3.1. أهمية الموقع

الشروط العامة لاختيار الموقع:

إن عملية اختيار أرض لإقامة فندق لا تقوم بشكل أساسي لتوفر قطعة الأرض بل تقوم على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجة المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضفي على خدمات المشروع وأجزائة صبغة التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام. وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار ارض الفندق:

1. جغرافية الموقع: هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض.

2. شبكة المواصلات: هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية للموقع.

3. الغطاء النباتي: هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات.

4. أنماط المباني المحيطة: طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها، تجارية، صناعية، سكنية، أم خدماتية... الخ. وكيفية تأثير هذه المباني على قطعة الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت.

2.3.2. حركة الشمس و الرياح

تتعرض مدينة بيت ساحور إلى الرياح الشمالية الشرقية وهي رياح باردة جدا وجافة، واليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الجنوبية الغربية وهي رياح محملة بالأمطار والرطوبة. ونظراً لموقعها الجغرافي فإن الرياح 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 جافا، 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.

2.3.3. الرطوبة

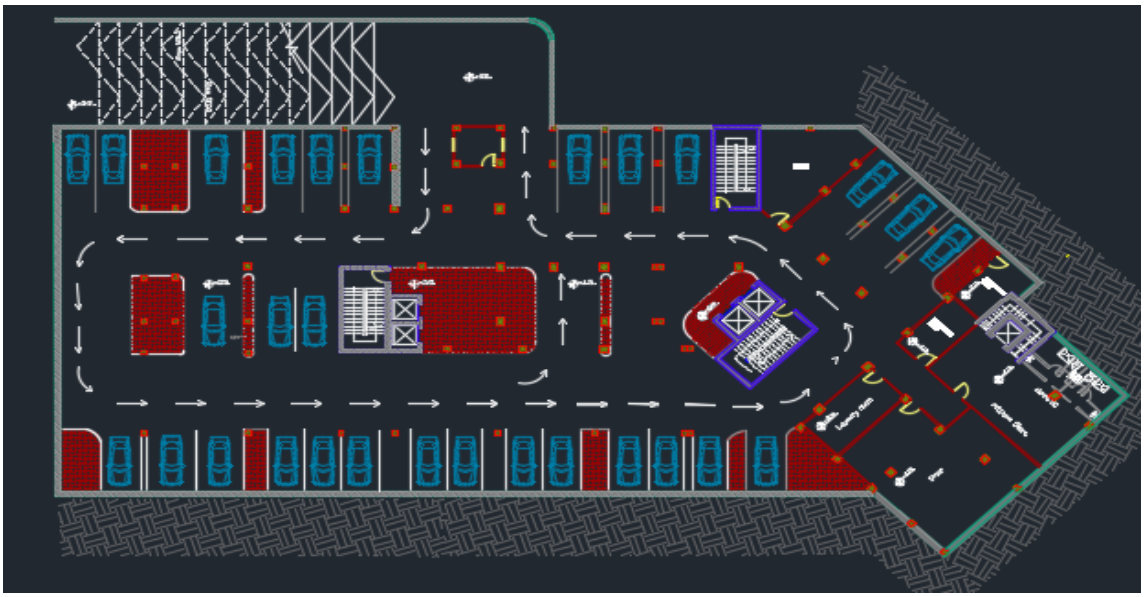
مناخ بيت ساحور يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ومناخ بيت ساحور يتباين تبعاً للتضاريس والمسطحات المائية المجاورة والبعد عن الصحراء، أما فيما يتعلق بالأمطار فإن معدلات التساقط متفاوته تبعاً لتضاريس المنطقه الجغرافيه والتي تعتبر جزء من محافظة بيت لحم حيث إن الأمطار في بيت ساحور تتراوح ما بين (400-600 ملم) سنوياً.

2.4. وصف طوابق المشروع

يتكون المشروع من سبعة طوابق متشابهة وطابق تسوية ، وهو عبارة عن منشأة ذات مرافق متعدة.

2.4.1. طابق التسوية

يوجد على منسوب (-3.75 م) بمساحة تقدر ب1955م^2.
يتكون طابق التسوية من موقف للسيارت، ومخزن للمطبخ، بالإضافة لمستودعات ومخازن، وغرف للصيانة والميكانيك وايضا يحتوي الوحدات الصحية وغرفة حراسة.

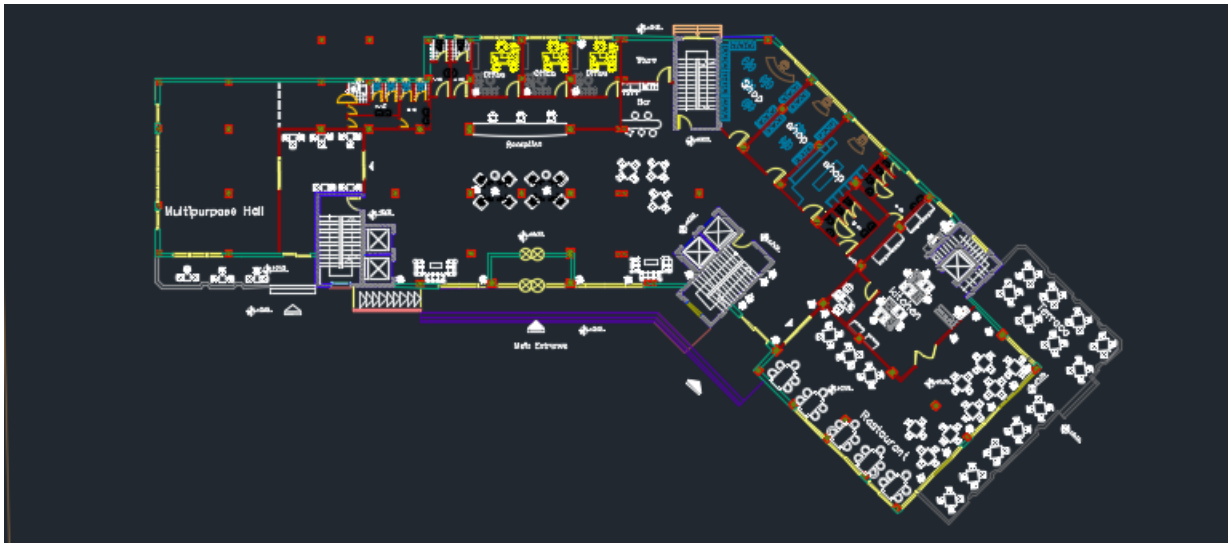


الشكل (1-2): المسقط الأفقي لطابق التسوية.

2.4.2. الطابق الأرضي

(منسوب 0.0 م) بمساحة تقدر ب1100 م^2

يتكون الطابق الأرضي من كافيتريا كبيرة ومطبخها، وقاعة متعددة الأغراض، بالإضافة لمحلات تسوق، واستراحات وغرفة للمالية والمحاسبة ومكاتب للأمن، بالاضافة للوحدات الصحية كما ويشرف على حديقة من المكان المقابل لمدخل هذا الفندق.

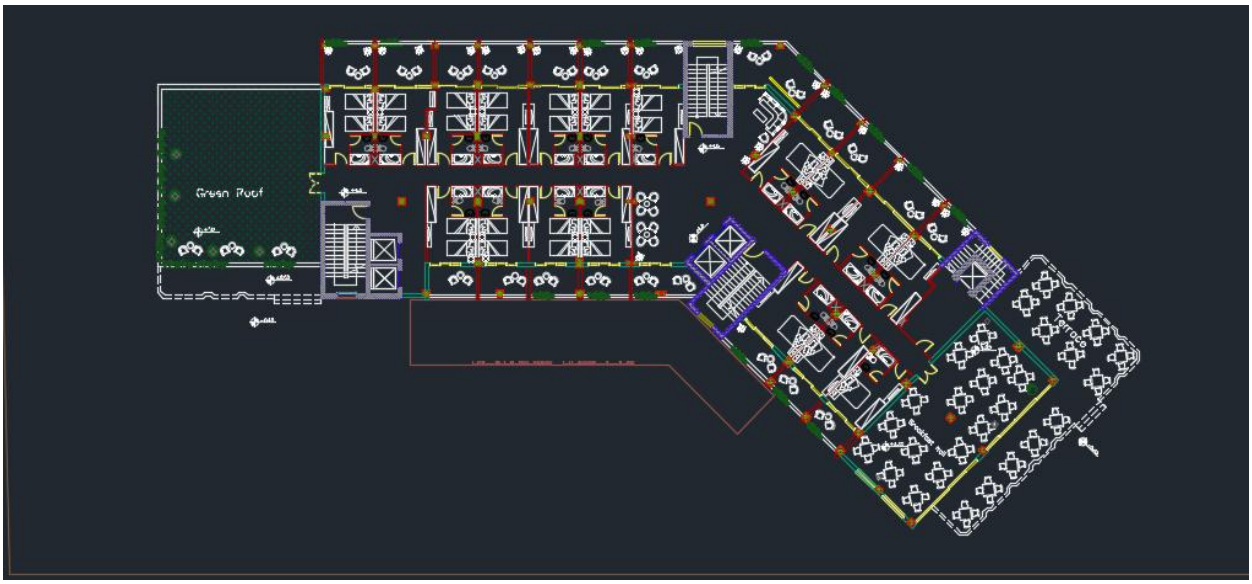


الشكل (2-2): المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

2.4.3. الطابق الأول

(منسوب 4.50م) بمساحة تقدر ب1100م^2.

يتكون الطابق الأول من غرف نوم مزدوجة، وفراغين للاستراحة.

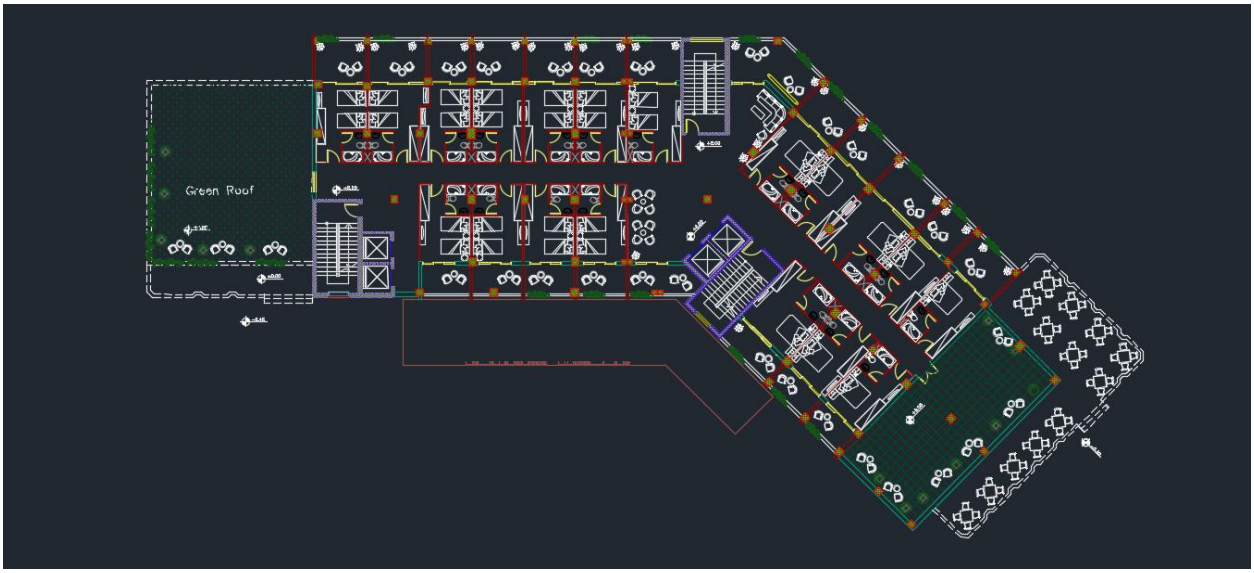


الشكل (3-2): المسقط الأفقي للطابق الأول.

2.4.4. الطابق الثاني

(منسوب8.00م) بمساحة تقدر ب 960م^2.

يتكون الطابق الثاني من غرف نوم مفردة ومزدوجة واستراحات.

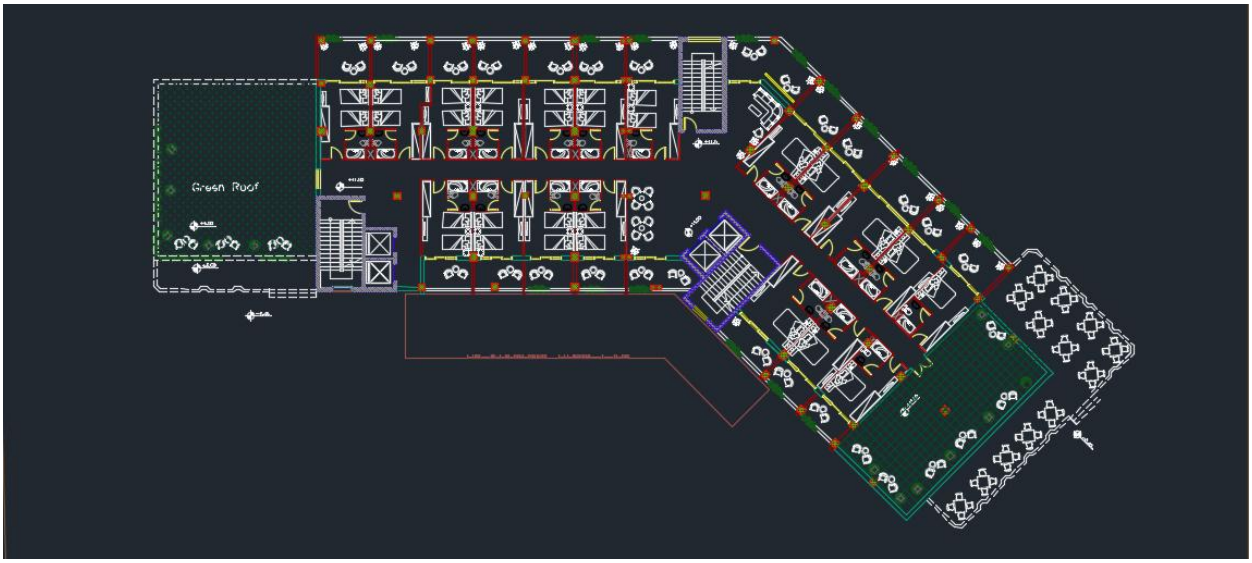


الشكل (4-2):المسقط الأفقي للطابق الثاني.

2.4.5. الطابق الثالث

(منسوب11.50 م) بمساحة تقدر ب960م^2.

يتكون الطابق الثالث من غرف نوم مفردة ومزدوجة واستراحات.



الشكل (5-2): المسقط الأفقي للطابق الثالث.

2.4.6. الطابق الرابع

(منسوب15.00م) بمساحة تقدر ب850 م^2.

يتكون الطابق الرابع من غرف نوم مفردة ومزدوجة واستراحات

الشكل (6-2): المسقط الأفقي للطابق الرابع.

2.4.7. لطابق الخامس

(منسوب18.5م) بمساحة تقدر ب910م^2.

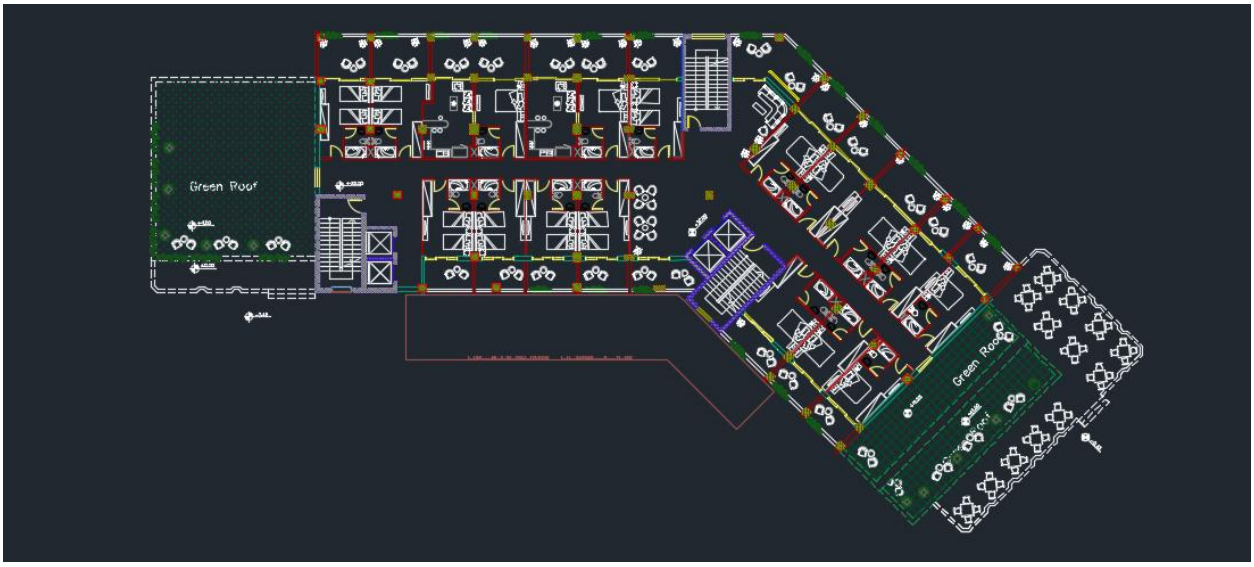
يتكون الطابق الخامس من غرف نوم مفردة ومزدوجة واستراحات.

الشكل (7-2): المسقط الأفقي للطابق الخامس.

2.4.8. الطابق السادس

(منسوب22.00) بمساحة تقدر ب 855م^2.

يتكون الطابق الخامس من غرف نوم مفردة ومزدوجة واستديوهات.

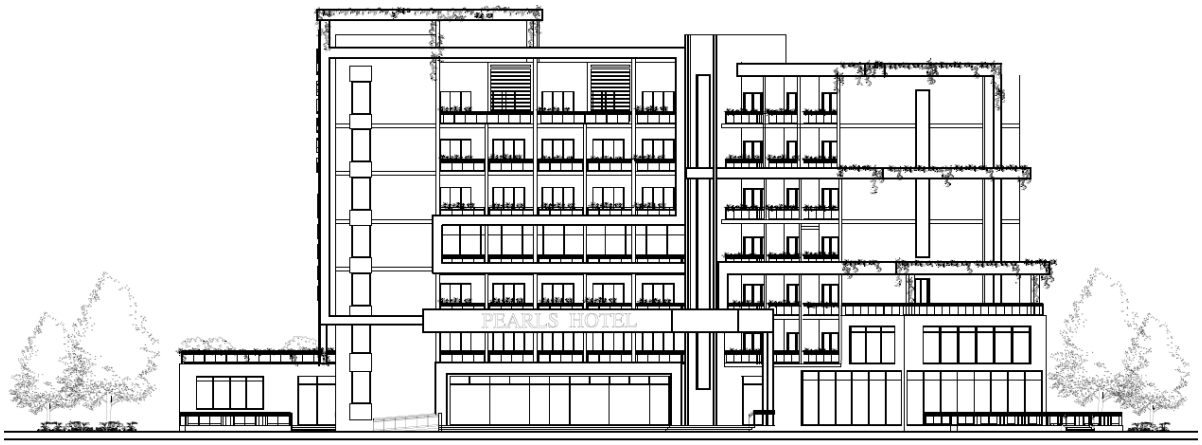


الشكل (8-2): المسقط الأفقي للطابق السادس.

2.5. الواجهات

2.5.1. الواجهة الغربية

و يظهر فيها المدخل الرئيسي للمبنى بالإضافة الى مداخل فرعية اخرى ، بالإضافة إلى ممر للمركبات يؤدي إلى داخل طابق التسوية وجمالية توزيع الكتل المعمارية



الشكل (9-2): الواجهة الغربية.

الشكل (10–2): الواجهة الغربية –ثلاثية الأبعاد

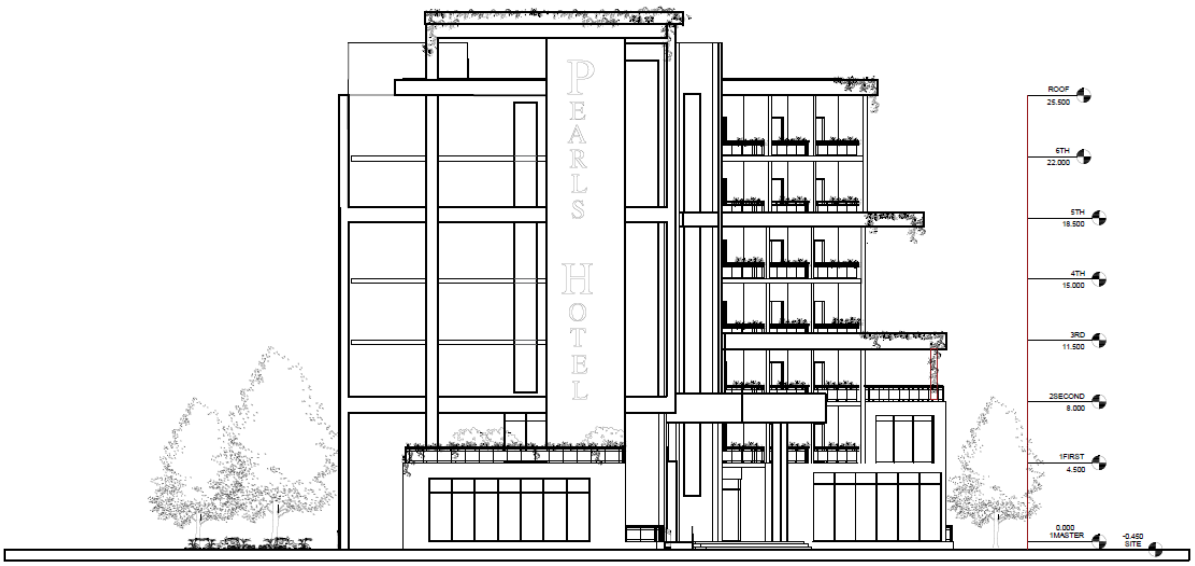
2.5.2. الواجهة الشرقية

و يظهر فيها مدخل فرعي للمبنى والجمالية المعمارية

الشكل (11–2): الواجهة الشرقية.

2.5.3. الواجهة الشمالية

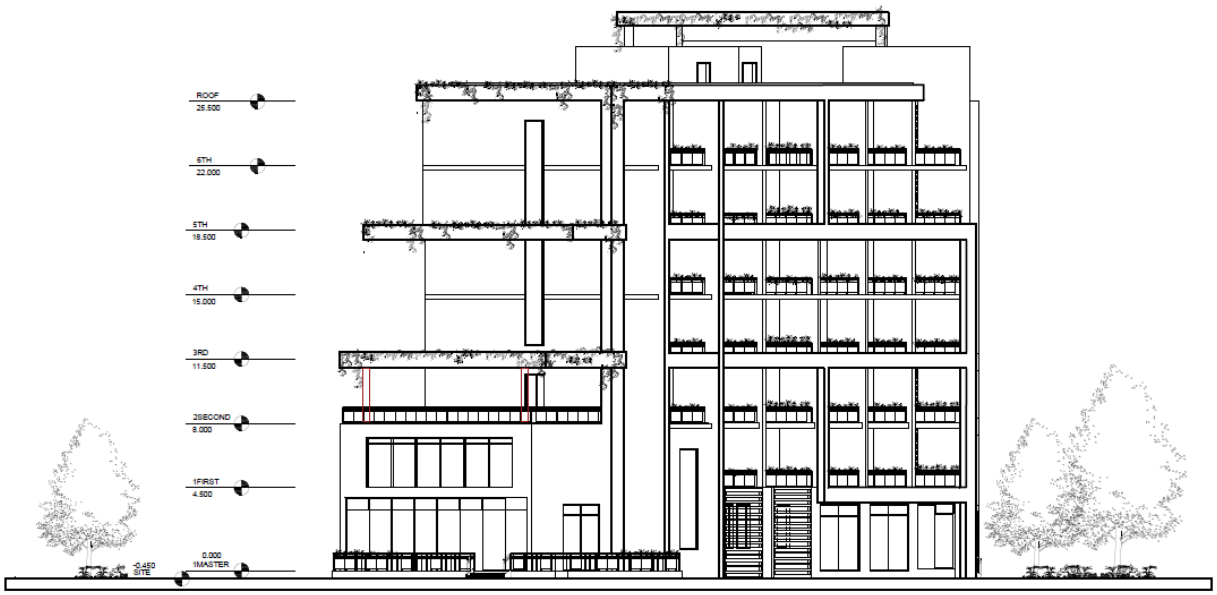
و تظهر فيها الكتل المعمارية بشكل أوضح .



الشكل (2–12): الواجهة الشمالية

2.5.4. الواجهة الجنوبية

و يظهر فيها جمالية المبنى



الشكل (2–13): الواجهة الجنوبية

لقطات ثلاثية الأبعاد للفندق:

الشكل (14-2): لقطات ثلاثية الأبعاد.

2.6. وصف الحركة و المداخل

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

2.7. المداخل

يحتوي المشروع على مدخل أساسي:

1. المدخل الغربي وهو المدخل الرئيسي وثلاث مداخل فرعية اخرى للإستخدام العام.
2. المدخل الشرقي خاص للطوارئ.

الفصل الـثـالـث

3. الــوصــف الإنـْشَـائِـي

مقدمة

الهدف من التصميم الإنشائي

مراحل التصميم الإنشائي

الأحمال

الاختبارات العملية

العناصر الإنشائية المكونة للمبنى السكني التجاري

العناصر الإنشائية المكونة للمنشأ المعدني

النظام الميكانيكي للمبنى السكني التجاري

برامج الحاسوب

3.1. مقدمة

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفا دقيقا، حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع متطلبات الأمان ويراعي الجانب الاقتصادي للمشروع.

كما يتطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد إنشاؤه ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمن، ونحافظ على التصاميم المعمارية.

3.2. الهدف من التصميم الإنشائي

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

1- الأمان(Safety): حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
2- والتكلفة الاقتصادية(Economical): وهي تحقيق أكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
3- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى.
4- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.

3.3. مراحل التصميم الإنشائي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

المرحلة الأولى:

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

المرحلة الثانية:

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

3.4. الأحمال

تقسم الأحمال التي يتعرض لها المبنى إلى أنواع مختلفة وهي كما يلي:

3.4.1. الأحمال الميتة

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسة التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدارالمتوقع، بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى، ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له.

3.4.2. الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة، او استعمالات جزء منها، بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة، وهي تشمل:

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

الجدول (٣-١-ب)

تابع الأحمال الحية للأرضيات والعقدات

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني الخاصة والسكنية.	تابع النوع الثاني:	المراجل والمحركات والمراوح وما شابه ذلك بما فيها أوزان الماكينات.	7.5	4.5
		الشرفات.	حمل الغرفة التي تؤدي اليها على أن لا يقل عن (3).	1.5 لكل متر طولي يؤثر عند الحافة الخارجية.
		الممرات الضيقة.	–	1.0 على مسافة متر واحد بين الحمل والآخر.
	النوع الثالث: الفنادق والمطاعم وتيلات ومنازل الطلبة وماشابهها.	غرف النوم والمهاجع.	2.0	1.8
		الحمامات.	2.0	–
		الطعام وردهات الاستراحة والبلياردو.	2.0	2.7
		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.	4.0	4.5
		المطابخ وغرف الغسيل.	3.0	4.5

تابع الأحمال الحية للأرضيات والعقدات

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني الخاصة والسكنية	تابع النوع الثالث:	المراجل والمحركات والمراوح وماشابه ذلك.	7.5	4.5
		قاعات الرقص والمساحات المشتركة دون مقاعد ثابتة.	5.0	3.6
		قاعات التجمع بمقاعد ثابتة.	4.0	–
		قاعات المشروبات.	5.0	–
		الشرفات.	حمل الغرفة التي تؤدي اليها على أن لا يقل عن (4) .	1.5لكل متر طولي يؤثر عند الحافة الخارجية.
		الممرات الضيقة.	كما في النوع الثاني.	
المباني التعليمية وماشابها	المساجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف المراجل والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبلياردو.	كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.	

الجدول (1–3)

تم استخدام LL =5 وهو بذلك اعلى حمل موجود في المبنى

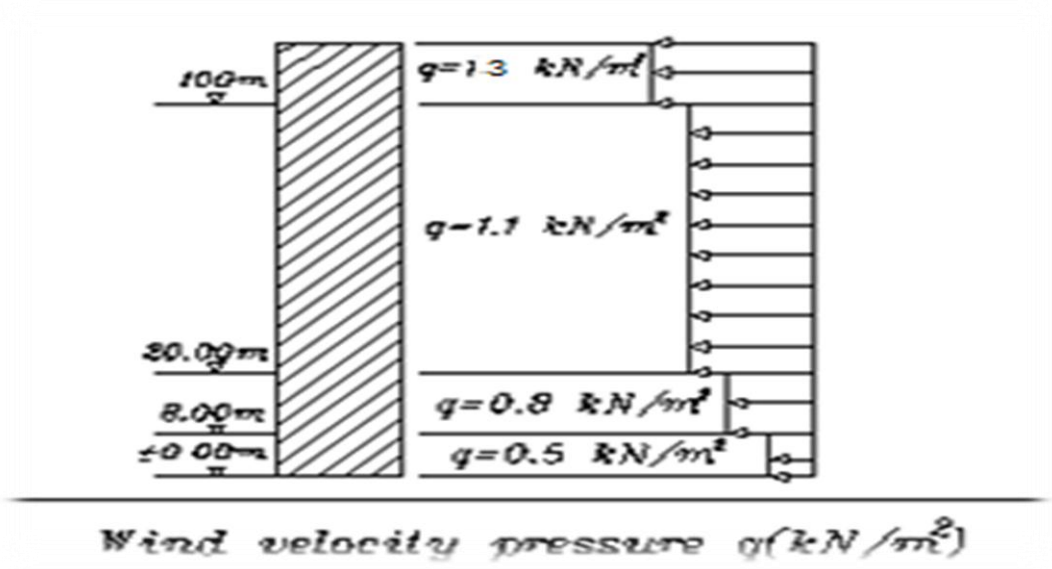
3.4.3. الأحمال البيئية

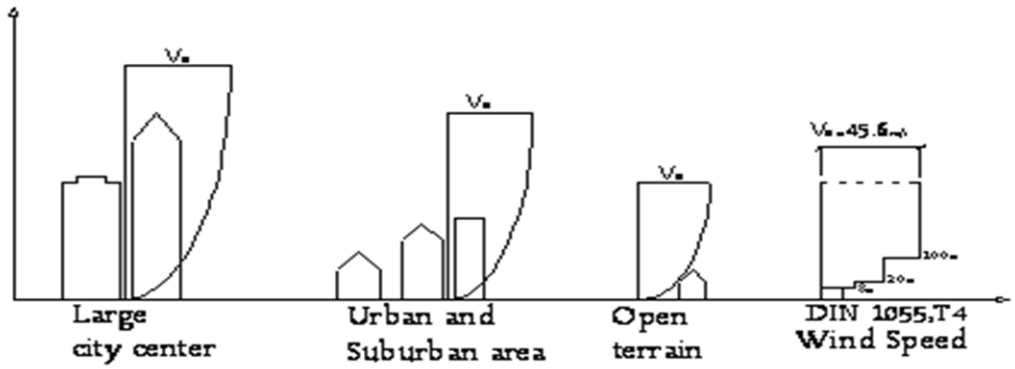
هي النوع الثالث من الأحمال التي يجب ان نأخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

❖ **الرياح**

عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع (KN/m^2).وتحدد أحمال الرياح حسب الكود الامريكي ACI 318) 14) اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة. ويبين الشكل (1–3) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به.

وتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها.
الذي ستستخدم من أجله، لتجنب الآثار الناتجة عن الرياح .





الشكل (1-3): تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئه المحيطه به.

❖ **أحمـال الـزلازل**

تنتج الزلازل عن اهتزازات أفقية ورأسية، بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية، فتنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأة، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلزال.

حيث تم استخدام الكود الامريكي Cod ASCE 7-16 لحساب أحمال الزلازل. وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها. الذي ستستخدم من أجله، لتجنب الآثار الناتجة عن الزلازل مثل:

- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد Deflection.
- الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.
- حيث تم استخدام برنامج (ETABS) في تصميم جدران القص بناءا على الاحمال من الكود الامريكي (ASCE 7-16)

3.5. الاختبارات العملية

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى، عمل الدراسات الجيو تقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة، عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة(Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

3.6. العناصر الإنشائية المكونة للمبنى السكني

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء، وتشمل: العقدات، والجسور، والأعمدة، وجدران القص، والأدراج، والأساسات. و يحتوي المشروع العناصر التالية:

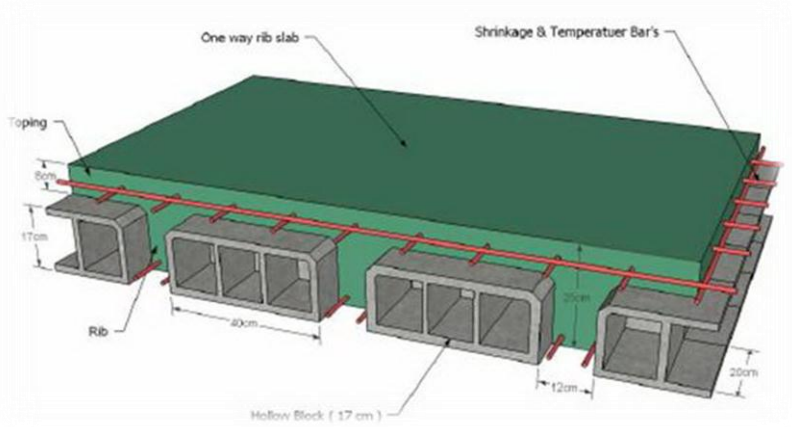
3.6.1. العقدات

نظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه تم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع

1. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
2. عقدات العصب ذات الاتجاهين(Two way ribbed slab).

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

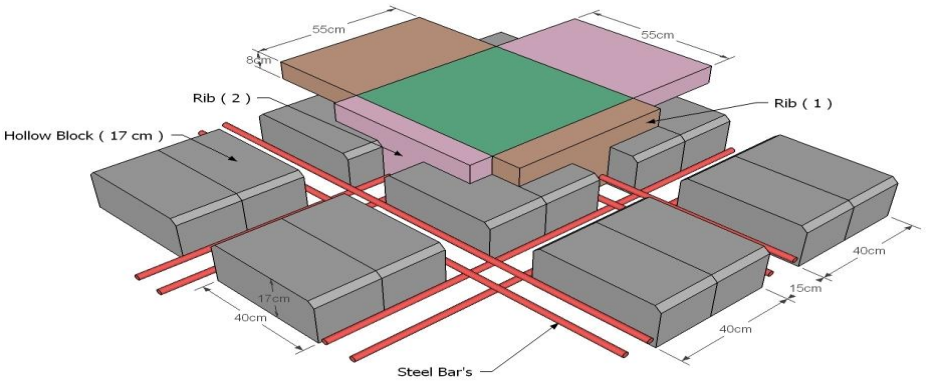
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل(3-2)



الشكل (2-3): عقدات العصب ذات الإتجاه الواحد.

❖ **عقدات العصب ذات الاتجاهين(Two way ribbed slab)**

تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل(3-3).

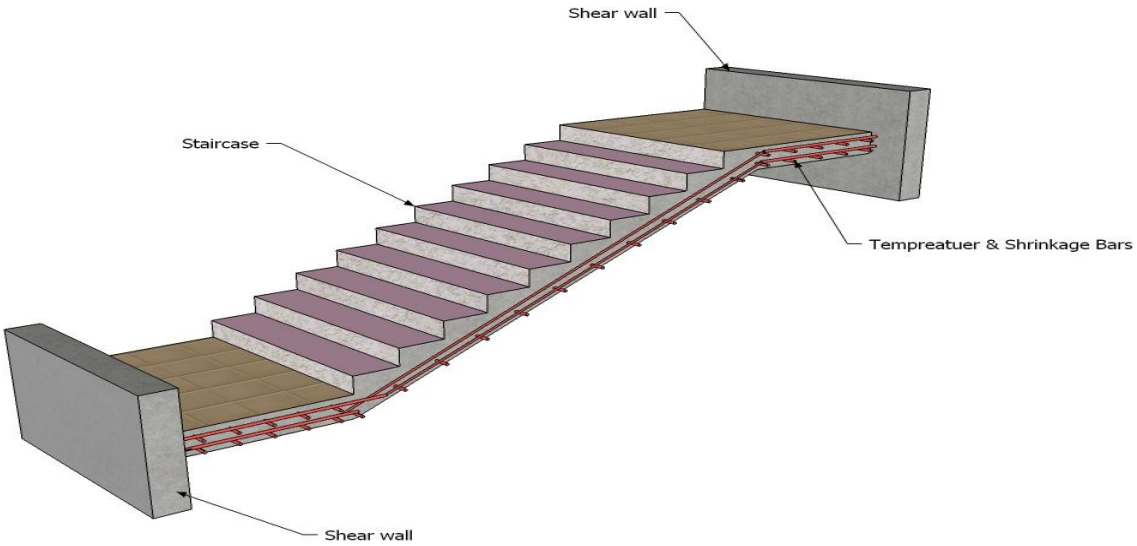


الشكل (3-3): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

تم استخدام العقدات ذات الاتجاه الواحد وذات الاتجاهين

3.6.2. الأدراج

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من طوابق



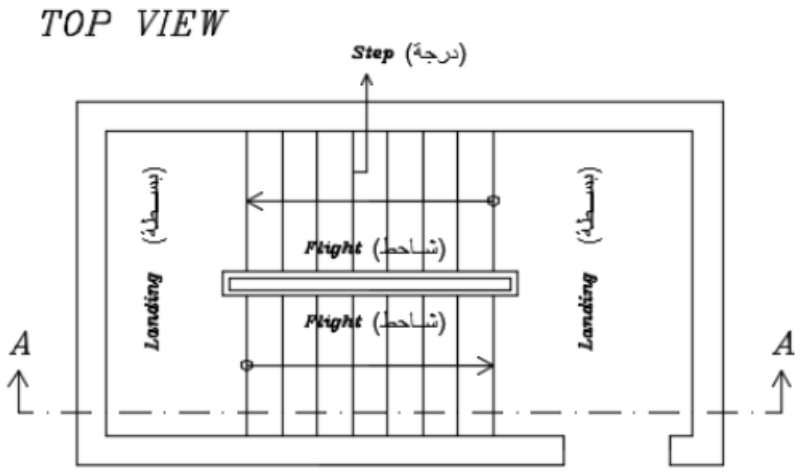
المبنى الشكل(4-3).

مكونات الدرج

1- بسطة(Landing)

2- الدرجة (Stab)

3- الشاحط (Ftijht)



3.6.3. الجسور

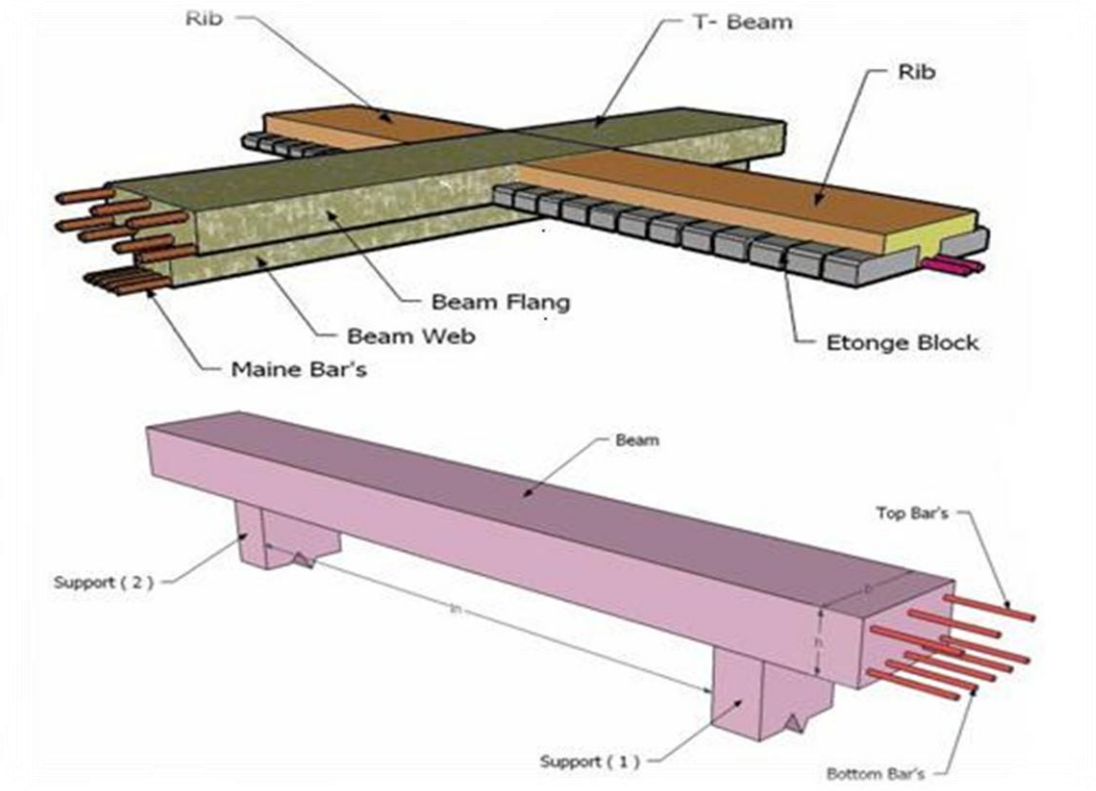
وهي عناصر أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة، حيث تقسم إلى

1- جسور(Rectangular).

2- جسور (T-section).

3- جسور (L-section).

والشكل(3-5) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع. ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص.



الشكل (5-3): أنواع الجسور المستخدمة في المشروع.

وقد تم استخدام الجسور من نوع (Rectangular)

3.6.4. الأعمدة

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

1- الأعمدة القصيرة (short column).

2- الأعمدة الطويلة (long column).

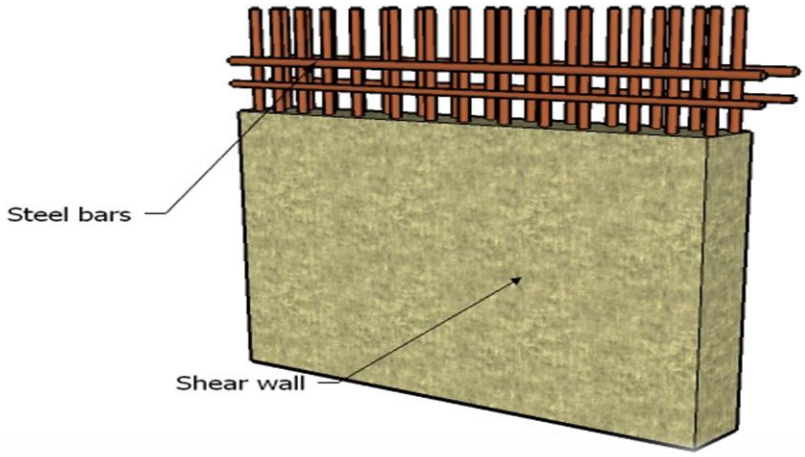
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فهي تقسم إلى ثلاثة أنواع: هي المستطيلة والدائرية والمربعة كما في الشكل(3-6).

الشكل (6-3): أنواع الأعمدة.

وقد تم استخدام اعمدة من نوع مستطيلة

3.6.5. جدران القص

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 تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية، وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها 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 تشكلة جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن، وأن تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية.

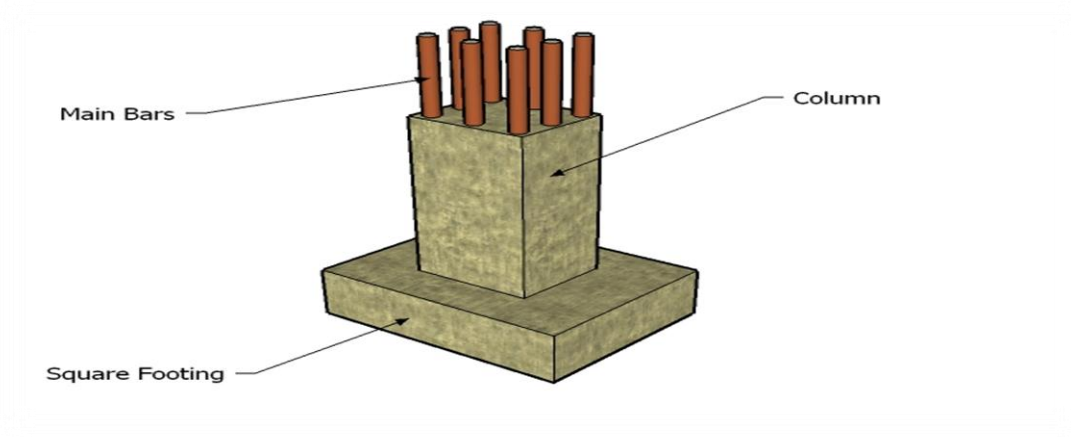


الشكل (7-3): جدار قص.

3.6.6. الأساسات

الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط، وهي على عدة أنواع كما يلي:

1- أساسات منفصلة (Isolated footing).
2- أساسات مزدوجة (Compound footing).
3- أساسات شريطية (Strip footing).
4- أساسات (Matt footing)



وتم استخدام أساسات من نوع .Matt footing

الشكل (8-3): أساس مفرد.

3.7. فواصل التمدد (Expansions Joints):

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

- من 40 إل 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين.
- من 30 إل 35 م في المناطق الحارة.
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف.

في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية والأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمه لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد.

3.8. برامج الحاسوب المستخدمة

1. AutoCAD (2016) for Drawings Structural and Architectural
2. Microsoft Office (2013) For Text Edition
3. Atir 12
4. Etabs
5. spColum
6. safe
7. Excel

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4.1 Introduction.

4.2 Design of one way ribbed slab (GF.R5).

4.3 Design of a beam (GF.B35) .

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, there are two types of slabs : One and two way ribbed slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Software " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and then hand calculation would be made to find the required reinforcement for some members.

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-318-16 code.

Material:

Concrete: B300 $fc' = 30 N/mm^2 (MPa)$ For circular section

but for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24 MPa$).

Reinforcement steel: The specified yield strength of the reinforcement {Fy = 420 N/mm² (MPa)}.

- ✓ Factored loads:

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

Pu = 1.2 DL + 1.6 LL ACI-318-16(5.3.1)

4- 3 Determination of Thickness of slab:

The maximum span for one-end continuous is L= 4.71m.(Rib)

$$\frac{L}{18.5} = \frac{4.71}{18.5} = \mathbf{0.254\ m}$$

ACI-318-16(9.3.1.1)

The maximum span for one-end continuous is L= 6.38m.(Beam)

$$\frac{L}{18.5} = \frac{6.38}{18.5} = \mathbf{0.345\ m}$$

ACI-318-16(9.3.1.2)

The maximum span for two-end continuous is L= 6.85m. (Rib)

$$\frac{L}{21} = \frac{6.85}{21} = \mathbf{0.327\ m}.$$

The maximum span for two-end continuous is L= 7.3m. (Beam)

$$\frac{L}{21} = \frac{7.3}{21} = \mathbf{0.347\ m}.$$

Take h = 35 cm.

Select 27 cm block + 8 cm topping = 35cm.

4-4 Load combinations:

qu = 1.2DL + 1.6L.L ACI-318-16(5.3.1)

Where:

DL: Dead Load.

LL: Live Load.

Calculation of the total dead load for one way ribbed slab is shown in the following table:

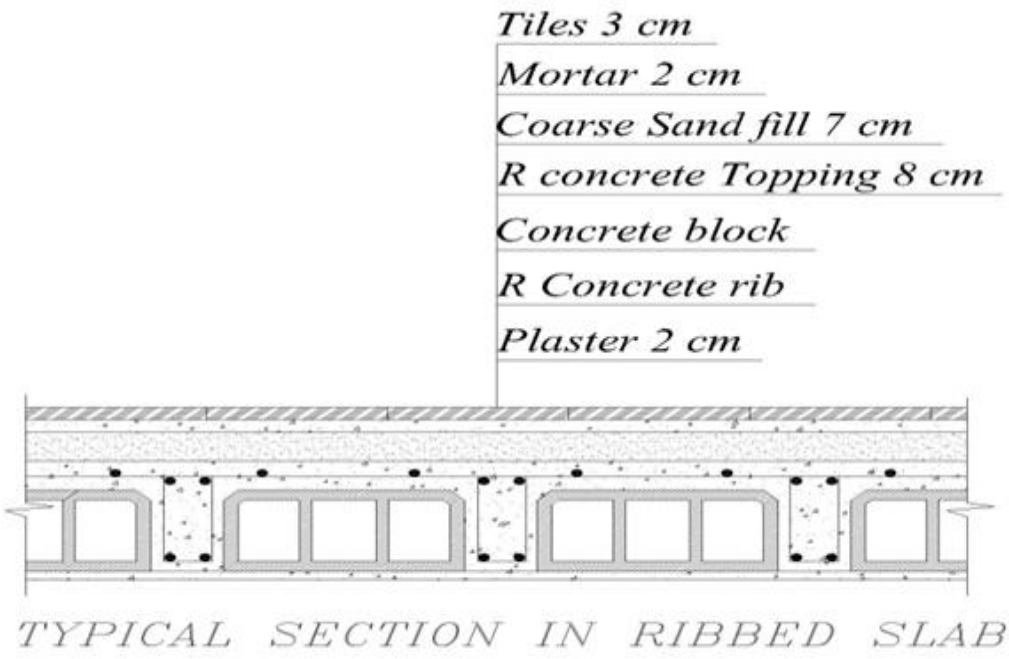


Fig (4-1):

Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No	Parts of	Calculation	Load
1	Rib	=0.12*0.27*2	0.81KN/m
2	Topping	=0.08*0.52*2	1.04KN/m
3	Plaster	=0.03*0.52*2	0.343 KN/m
4	Block	=0.27*0.4*10	1.08KN/m
5	Sand Fill	=0.07*0.	0.619 KN/m
6	Tile	=0.03*0.	0.359KN/m
7	Partition	=1*0.52	0.52 KN/m
8	Mortar	=0.03*0.	0.343KN/m
			Sum=5.114KN/m

Design of Topping:

No.	Parts of Topping	Calculation	
1	Topping	=0.08*1*25	2KN/m
3	Tile	=0.03*1*23	0.69KN/m
4	Mortar	=0.02*1*22	0.44KN/m
2	Sand Fill	=0.07*1*16	1.12 KN/m
5	Partitions	=1*1	1 KN/m
			Sum =5.25KN/m

Calculation of the total dead load for Topping:

Nominal Total Dead Load:

D.L. $_{total}$ =5.114KN/m of rib.

L.L. $_{total}$= 5* 0.52= 2.6KN/m of rib.

w_u=(1.2 * 5.114)+(1.6 * 2.6*1)

=10.29 KN/m

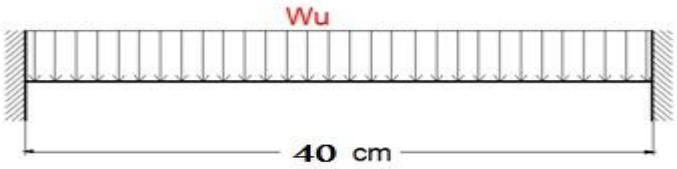


Fig (4-2): Topping load.

For a one meter strip.

qu = 10.29 KN/m.

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$Mu = \frac{qu * l^2}{12} \qquad \textit{ACI-318-16(6.5.2)}$$

$$Mu = \frac{10.29 * 0.4^2}{12}$$

$$= 0.137 \text{KN.m /m}$$

$$Vu = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{10.29 \times 0.4}{2} = 2.058KN \qquad \textit{ACI-318-14(6.5.4)}$$

Design for shear:

Used fy = 420 MPa& fc' = 24MPa.

$$\Phi * V_c = \Phi \times \sqrt{fc'} \times \frac{1}{6} \times b \times d \qquad \textit{ACI-318-14(22.5.1.2)}$$

$$\Phi * V_c = 0.75 \times \sqrt{24} \times \frac{1}{6} \times 1000 \times 80 = 49KN >> 2.372 * 0.75\text{KN}$$

$$= 1.779\text{KN}.$$

No shear reinforcement is required.

Design for Moment:

$$Mn = 0.42 \times \sqrt{24} \times \frac{1000 * 80^2}{6} \times 10^{-6} = 2.19KN.m \text{ , } \textit{ACI-318-14(14.5.2.1a)}$$

$$\phi \times Mn = 0.55 * 2.19 = 1.207KN.m.$$

$$\phi \times Mn = 1.207kN.m > Mu = 0.158KN.m.$$

No structural reinforcement is required.

The strength of plain concrete section > loaded section.

The plain concrete section is safe; however، minimum reinforcement for shrinkage and temperature to control the cracks should be used.

ρ =0.0018 *ACI-318-14(9.6.1.2)*

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

Use Φ 8/15 cm

$$As = 335.1mm^2/m > As_{min} = 144mm^2/m...Ok \quad ,ACI-318-14(9.6.1.2)$$

RIB # 16

Effective Flange width (b_E):

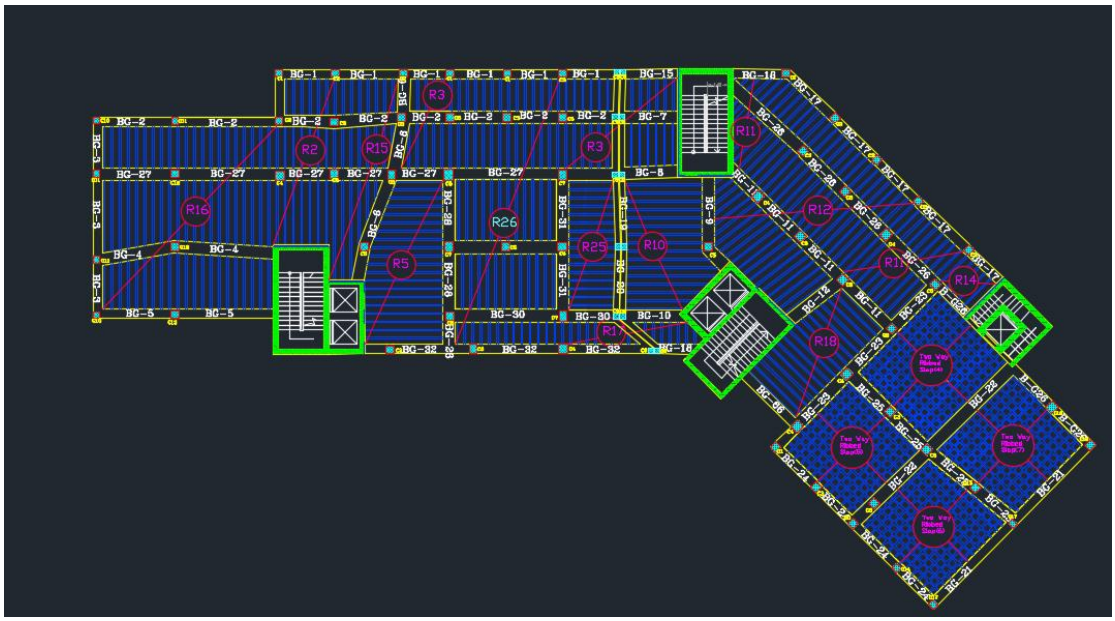
b_E For T- section is the smallest of the following:

$b_E \leq \frac{1}{2} * \boldsymbol{clearspase} + \boldsymbol{b_w}$ = 400 +120 = 520 mm…control ,*ACI-318-14(9.2.2.4)*

$b_E \leq$ Span/4 =2850/4 = 712.5 mm.

$b_E \leq (16\times t_f) + b_w = (16\times 80) + 120 = 1400$ mm.

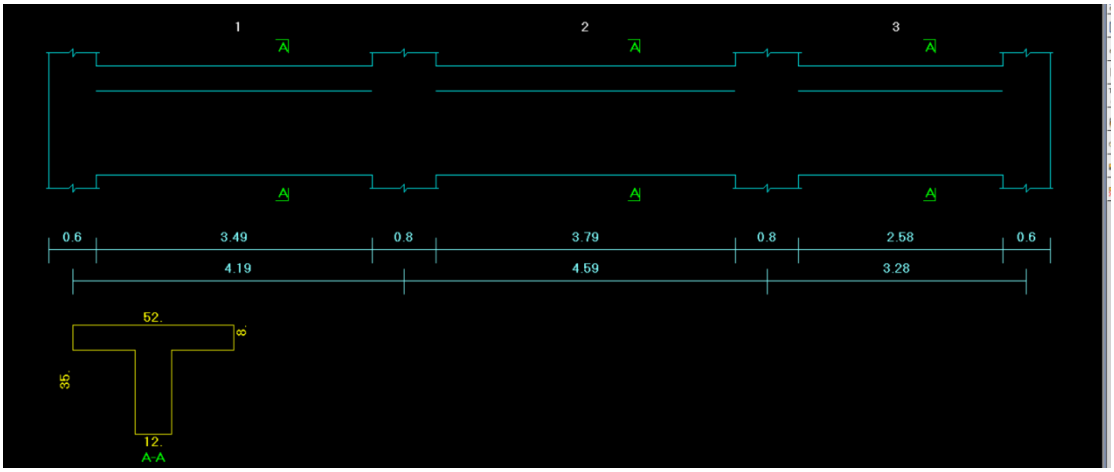
b_E= 520 mm.



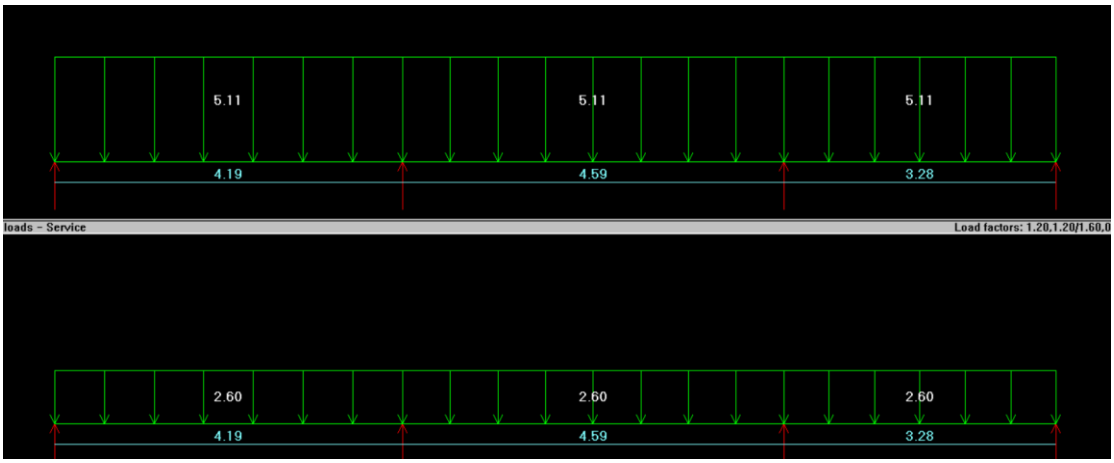
Figure(4-3):

FROM COMPUTER:

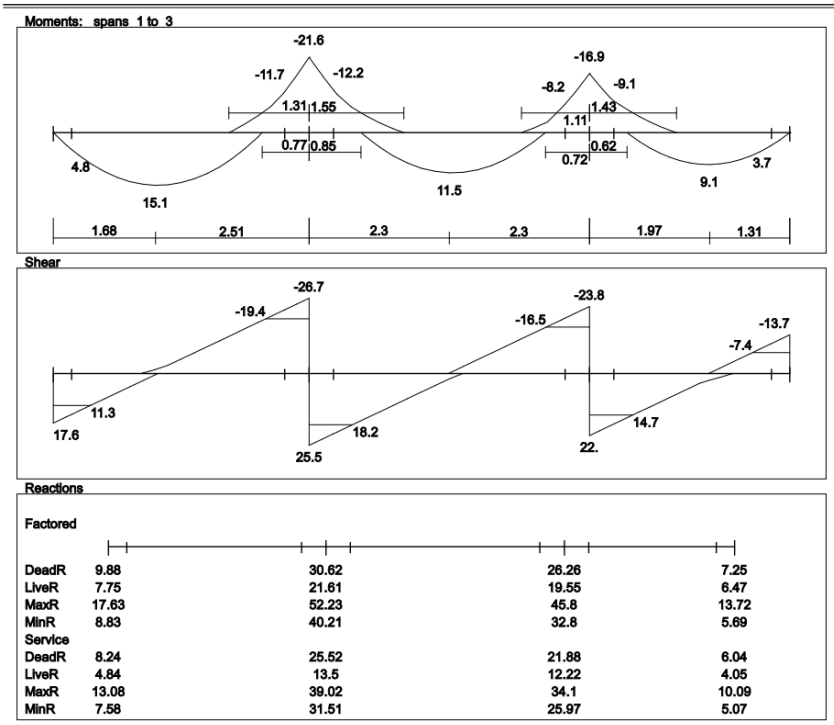
By using ATIR program we get the envelope moment and shear force diagram as the follows:



Figure(4−4): Geometry of rib RB −1



Figure(4−5): Loading of rib RB −1(KN/m).



Figure(4-6): Moment and Shear Envelope for rib(RB -1).

Calculations:

Design for Positive bending moment:

Mu max positive for span 1 = +15.1KN.m

Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For hf = 0.08 m.

Assume bar diameter Φ12 for main positive reinforcement.

d = 350 – 20 – 10–12/2= 314mm

Φ*Mn =0.9*0.85* fc'*b*hf* (d– hf/2)

= 0.9*0.85*24*0.52*0.08*(0.314–0.08/2)=209.270KN.m

Φ*Mn= 209.27KN.m>> M_u = 15.10KN.m

The section will be designed as a rectangular section with b_E = 520mm

$A_s\,min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) >= A_s\,min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$ *ACI-318-14(9.6.1.2)*

$A_s\,min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.87mm^2$

$A_s\,min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6mm^2$ …control

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{\Phi bd^2} = \frac{15.1*10^6}{(0.9)(520)(314)^2} = 0.296MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*kn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*0.296}{420}}\right) = 0.00070995$$

A_s = $0.00070995(520)\,(314)$ = 115.92 mm^2 < $A_s\,min$ = $125.6mm^2$

Select bottom bars $2\Phi 10$ As=157.08

Check for strain: $(\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005})$

ACI-318-14 (10.3.5)

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$157.08 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.219mm$$

$$\boldsymbol{x = \frac{a}{0.85} = \frac{6.219}{0.85} = 7.28mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{314*.003}{7.28} - 0.003 = 0.126$$

$\varepsilon_s = 0.126 > 0.005$ …ok

max Mu positive for span 2 = +11.5 KN.m

Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For hf = 0.08 m.

Assume bar diameter $\Phi 12$ for main positive reinforcement.

d = $350 - 20 - 10 - 12/2 = 314$mm.

Φ*Mn =$0.9*0.85*$ fc'*b*hf* (d− hf/2)

=$0.9*0.85*24*0.52*0.08*(0.314-0.08/2)$

=209.27KN.m

Φ*Mn= 209.27KN.m>> M_u = 11.5KN.m

The section will be designed as a rectangular section with b_E = 520mm

$A_s \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ >= $A_S \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$A_s \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.87 mm^2$

$A_S \min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$ …control

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{\Phi b d^2} = \frac{11.5*10^6}{(0.9)(520)(314)^2} = 0.249 MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*kn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*0.249}{420}}\right) = 0.0005965$$

A_S = 0.0005965 (520) (314) =97.3998mm^2 <$A_S \min$ = 125.6mm^2

،then Select $2\Phi 10$.

Total $A_{s\ (provide)}$ =157.08 mm^2.

Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$157.08 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.219mm$$

$$\mathbf{x = \frac{a}{0.85} = \frac{6.219}{0.85} = 7.316\ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{314 * .003}{7.316} - 0.003 = 0.1257$$

$$\varepsilon_s = 0.1257 > 0.005$$

$$\varepsilon_s = 0.1257 > 0.005 \ldots \text{OK}$$

Max Mu positive for span 4 = +9.1 KN.m

Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For hf = 0.08 m

Assume bar diameter $\Phi 12$ for main positive reinforcement.

d = $350 - 20 - 10 - 12/2 = 314$mm

Φ*Mn =$0.9*0.85*$ fc'*b*hf* $(d - hf/2)$

= $0.9*0.85*24*0.52*0.08*(0.314-0.08/2)$ = 209.27KN.m

Φ*Mn= 209.27KN.m >> M_u =9.1KN.m

The section will be designed as a rectangular section with b_E = 520mm

$$A_s \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) >= A_S \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109..87mm^2$$

$$A_s \min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6mm^2 \ldots \underline{\text{control}}$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{\Phi bd^2} = \frac{9.1*10^6}{(0.9)(520)(314)^2} = 0..1972MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*kn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*.1972}{420}}\right) = 0.0004718$$

A_s req = $0.0004718(520)\ (314)$ = $77.04 mm^2 < A_{S\ min} = 125.6\ mm^2$

Select bottom bars $2\Phi 10$

Total $As_{(provide)} = 157.08\ mm^2$

Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$157.08 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.219mm$$

$$\mathbf{x = \frac{a}{0.85} = \frac{6.219}{0.85} = 7.317\ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{314*.003}{7.316} - 0.003 = 0.0097$$

$\varepsilon_s = 0.0097 > 0.005$ …OK

Design of Max Negative Moment for (Rib):

Mu = − 12.2KN.m **At support(2)**

The maximum negative moment from spans with support (2) is

Assume bar diameter $\Phi 12$ for main positive reinforcement.

d = $350 - 20 - 10 - 6 = 314$ mm.

$$As\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109..87mm^2 \text{ …control}$$

$$As\ min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6mm^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6.$$

$$Kn = \frac{Mn}{\Phi bd^2} = \frac{12.2*10^6}{(0.9)(120)(314)^2} = 1.1457 MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*1.1457}{420}}\right) = 0.002809$$

$A_s = 0.002809\ (120)\ (314) = 105.8 mm^2 < A_{S\ min} = 125.6 mm^2$

Select bar $2\ \Phi\ 10$

Total $As_{(provide)} = 157.08 mm^2$

Mu = −9.1KN.m **At support (3)**

The maximum negative moment from spans with support (2) is

Assume bar diameter $\Phi 12$ for main positive reinforcement.

d = 350 − 20 − 10 −6 = 314 mm.

$$A_s min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.87 mm^2$$

$$A_s min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{\Phi bd^2}\frac{9.1*10^6}{(0.9)(120)(314)^2} = 0.855 MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*.0855}{420}}\right) = 0.002079$$

$A_S = 0.002079\ (120)\ (314) = 78.3 mm^2 < A_{S\ min} = 125.6\ mm^2$

Select bar $2\ \Phi\ 10$

Design of shear For rib(RB−16):

d = 314 mm.

Vu_{max} = 19.4 KN. m

$V_c = 1.1 \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b \times d$

$= 1.1 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 314 \times 10^{-3}$ = 33.82 KN.m

$\emptyset V_c = 0.75 \times 33.82 = 25.36$KN.m

$Vs = \frac{Vu}{\varphi} - Vc = \frac{19.4}{0.75} - 25.36 = 0.5066$KN

$$\boldsymbol{Vsmin = \frac{1}{16}\sqrt{24} * 120 * 314 = 11.54\ kN}$$

$$\boldsymbol{\emptyset Vc < Vu \leq \emptyset(Vc + vsmin)}$$

$$\boldsymbol{11.54 < 19.4 \leq 33.82}$$

Case III Minimum shear reinforcement is provided $(\boldsymbol{Av{,}min})$ with:

$$\boldsymbol{S\,max \leq 600\ mm, \qquad S\,max \leq \frac{314}{2} = 157\ mm \ldots control}$$

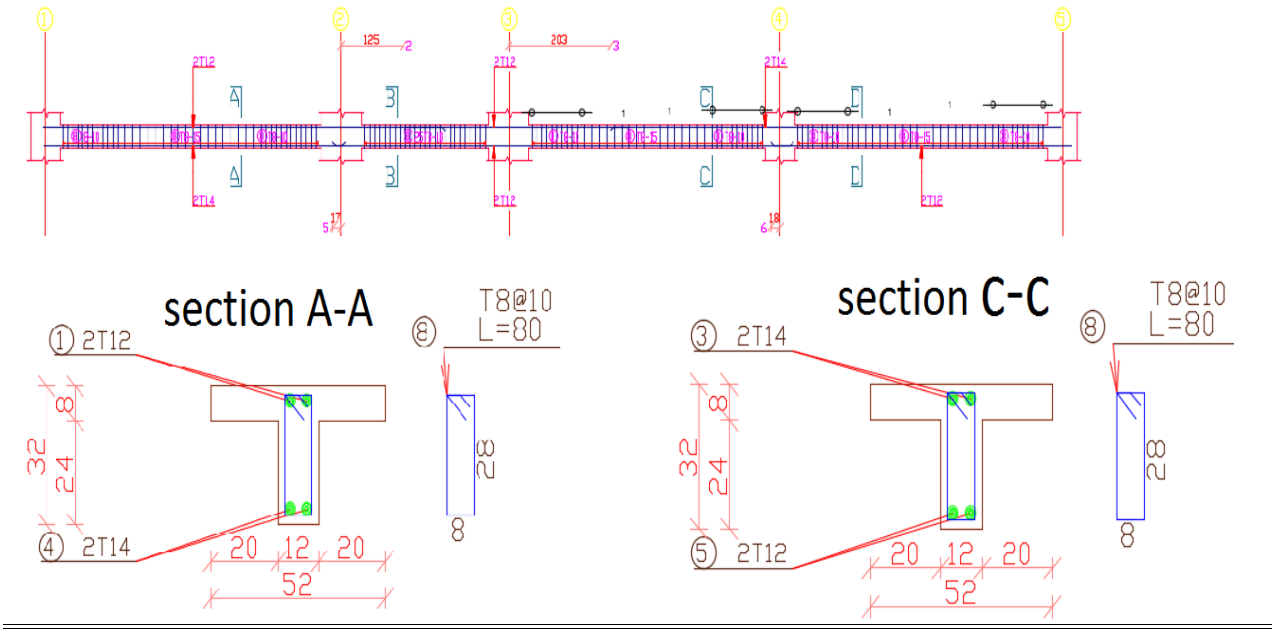
Use legs stirrups $\emptyset\boldsymbol{8}$ with $\boldsymbol{Av = 100.53\ mm^2}$

$$\boldsymbol{\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fytd} \rightarrow S = \frac{Avfytd}{Vs}}$$

$$\boldsymbol{= 100.53 * 420 * \frac{314}{0.5066}}$$

S

Select$\emptyset 8$ −14cm with 2 –legs



Figure(4-7): Rib reinforcement.

Analysis and Design Beam(B2):

Reactions

Factored

DeadR 9.88	30.62	26.26	7.25
LiveR 7.75	21.61	19.55	6.47
MaxR 17.63	52.23	45.8	13.72
MinR 8.83	40.21	32.8	5.69
Service			
DeadR 8.24	25.52	21.88	6.04
LiveR 4.84	13.5	12.22	4.05
MaxR 13.08	39.02	34.1	10.09
MinR 7.58	31.51	25.97	5.07

Figure(4-8): Reactions from (RB-16)

Loads:

The distributed Dead load from Rib (RB−16) on BEAM (B2):

$$DL_{from\ RibB-16} = \frac{6.04}{0.52} = 11.62\ KN/m$$

The distributed Live load from Rib (RB−16) on BEAM (B2):

$$LL_{from\ RibB-16} = \frac{4.05}{0.52} = 7.8\ KN/m$$

Weight of external wall =21.5KN/m

The distributed Dead load from Rib (RB−2) on BEAM (B2):

$$DL_{from\ RibB-2} = \frac{15.38}{0.52} = 29.57\ KN/m$$

The distributed Live load from Rib (RB−2) on BEAM (B2):

$$LL_{from\ RibB-2} = \frac{9.85}{0.52} = 18.94\ KN/m$$

The distributed Dead load from Rib (RB−15) on BEAM (B2):

$$DL_{from\ RibB-15} = \frac{10.05}{0.52} = 19.32\ KN/m$$

The distributed Live load from Rib (RB−15) on BEAM (B2):

$$LL_{from\ RibB-15} = \frac{9.93}{0.52} = 19.09\ KN/m$$

`

The distributed Dead load from Rib (RB−3) on BEAM (B2):

$$DL_{from\ RibB-3} = \frac{20.42}{0.52} = 39.27\ KN/m$$

The distributed Live load from Rib (RB−3) on BEAM (B2):

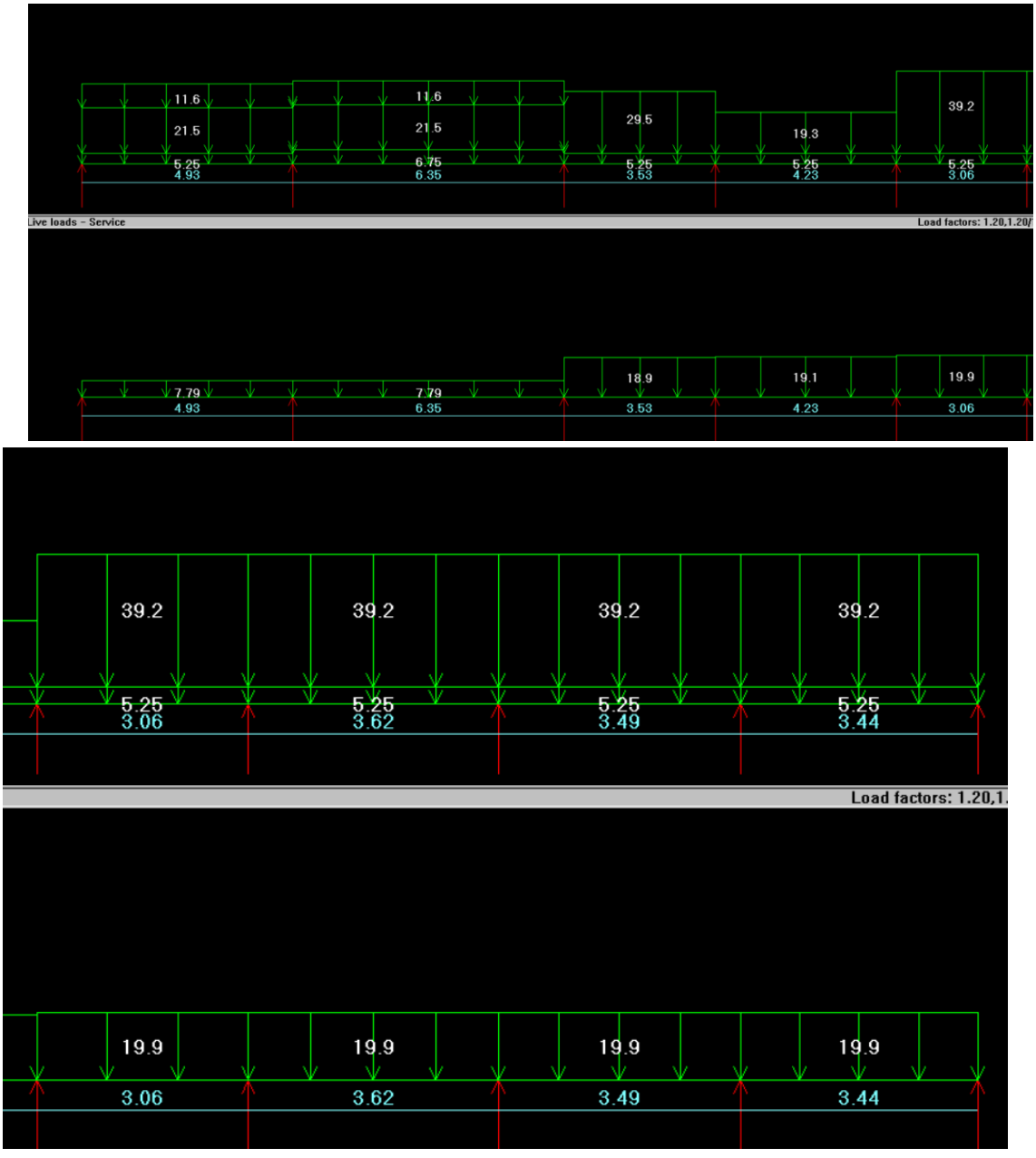
$$LL_{from\ RibB-3} = \frac{10.38}{0.52} = 19.96\ KN/m$$

The distributed Dead load from Rib (RB−26) on BEAM (B2):

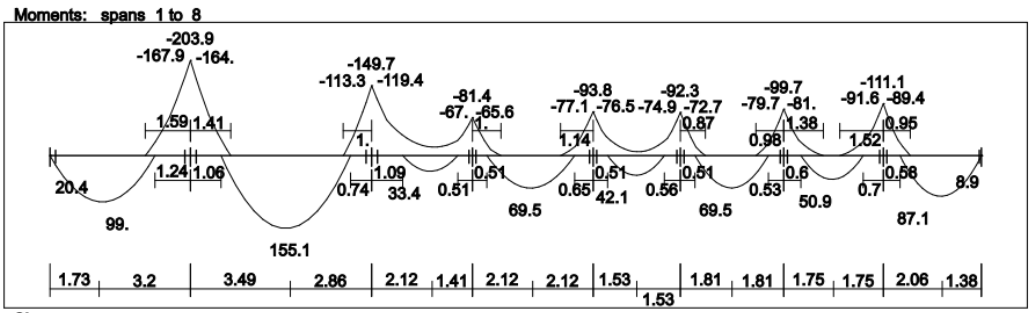
$$DL_{from\ RibB-26} = \frac{16.54}{0.52} = 31.8\ KN/m$$

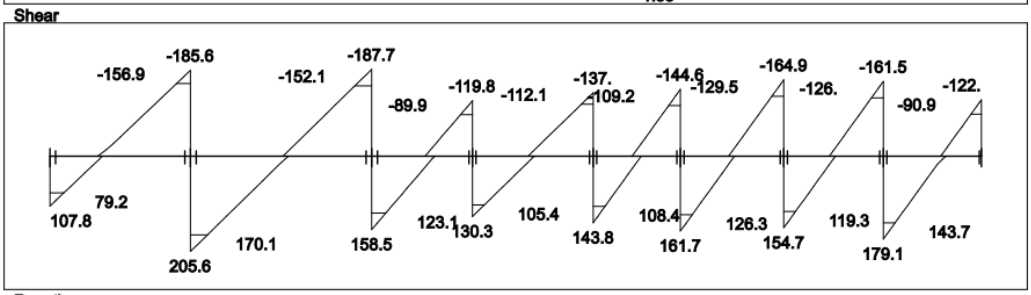
The distributed Live load from Rib (RB−26) on BEAM (B2):

$$LL_{from\ RibB-26} = \frac{9.99}{0.52} = 19.21\ KN/m$$



Figure(4−10): Loads of beam(B2)





Reactions

Factored

DeadR	81.24	306.77	236.64	112.57	145.77	179.03	188.03	207.52	72.63
LiveR	26.58	84.45	109.53	137.49	135.05	127.26	131.62	133.07	49.4
MaxR	107.83	391.22	346.17	250.06	280.82	306.3	319.65	340.59	122.03
MinR	77.09	342.21	268.82	156.12	181.29	210.24	234.63	258.21	66.69
Service									
DeadR	67.7	255.64	197.2	93.81	121.48	149.2	156.69	172.93	60.52
LiveR	16.61	52.78	68.45	85.93	84.41	79.54	82.26	83.17	30.88
MaxR	84.32	308.42	265.66	179.74	205.88	228.73	238.95	256.1	91.4
MinR	65.11	277.79	217.31	121.03	143.68	168.7	185.82	204.62	56.81

Figure(4-11): Moment & shear envelope

Design of positive moment:

$M_u(+)$ = 155.1 KN.m – At span(1)

Assume h = 35 cm and b = 45cm

for main positive reinforcement Assume bar diameter Φ 16 ،stirrups Φ 10

d = depth – cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 350 – 40– 10 –16/2= 292mm.

Check section singly or doubly

$\boldsymbol{\varepsilon_s = 0.004}$

C = $\frac{3}{7}$ d = $\frac{3}{7} * \mathbf{292}$ =125.14mm

$\mathbf{a = c * \beta = 0.85 * 125.14 = 106.37\ mm}$

$\emptyset Mn_{max}$ = Ø $0.85 \times \mathbf{f'_c} \times b \times a \times (d - \frac{a}{2})$ = 233.197 > Mu = 167.9KN.m …ok

Assume rectangular & tension control section.

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

$\mathbf{R_n} = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{155.1*10^6}{0.9*450*292^2} = 4.49$MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*4.49}{420}}\right) = 0.0122$

As_{req} = $\boldsymbol{\rho} \times b \times d$ = *1607.8*mm^2.

$$\mathbf{As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d}$$

$= 383\ mm^2 < 1607.8\ mm^2$

Asmin = 438 mm2 < Asreq = 1607.8 mm2…ok

Take 8Ø16 with area = $1608.5mm^2$ > As_{req} = $1607.8mm^2$ …OK.

Select 8Ø16 in one layer.

$$\boldsymbol{S_{max} = \frac{600 - 40*2 - 10*2 - 8*16}{7} = 53.14mm > 25\ mm > 16mm \ldots ok}$$

Check for strain($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)

$A_s \times fy = 0.85 \times \boldsymbol{f'_c} \times b \times a$

a = 82.79mm

$\boldsymbol{c = \frac{a}{\beta_1}} = \frac{82.79}{0.85} = 97.4$ mm

$$\varepsilon_s = \frac{292 - 97.4}{97.4} \times 0.003 = 0.00599$$

$\boldsymbol{\varepsilon_s}$ = 0.00599 > 0.005 (tension control section).

Ø = 0.9…OK

Design of negative moment:

h = 35cm and b = 45cm

for main positive reinforcement Φ16 Assume bar diameter ،stirrups Φ 10

d = depth – cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 350 – 40– 10 –16/2= 292 mm.

Mu(–) = −167.9 KN.m **At support (1)**

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

$\mathbf{R_n} = \frac{\mathbf{M_n}}{\mathbf{b}*\mathbf{d}^2} = \frac{167.9*10^6}{0.9*600*292^2} = 4.862$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*4.862}{420}}\right) = 0.0134.$

$As_{req} = \boldsymbol{\rho} \times b \times d = 1767.2 mm^2.$

$$\mathbf{As_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\,(f_y)} * \mathbf{b_w} * \mathbf{d} \geq \frac{1.4}{f_y} * \mathbf{b_w} * \mathbf{d}$$

$= 383 mm^2$

Asmin = 438 mm2 < Asreq = $1767.2 mm^2$…ok

Take 9Ø 16 with area 1809.56 mm^2 > As_{req} = $1767.2 mm^2$ …OK.

Select 9Ø16 in one layer

$$\mathbf{S_{max}} = \frac{600 - 40*2 - 10*2 - 9*16}{8} = 44.5\ mm > 25\ mm \ldots ok$$

Check for strain($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)

d =292 mm.

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

$a = 82.79mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{82.79}{0.85} = 97.4 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{292 - 97.4}{79.4} \times 0.003 = 0.00599$$

$\varepsilon_s = 0.00599 > 0.005$ (tension control section).

$\emptyset = 0.9 \ldots OK$

Design of shear for Beam:

Assume bar diameter $\Phi 22$ for main reinforcement.

Selected hidden beam

$b_w = 45cm, h = 35cm$

$d = 350 - 40 - 10 - 8 = 292mm$

ACI – 318 – Categories for shear design:

$Vu_{critical} = 158.6$ KN

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}\, b_w\, d$$

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 450 * 292$$

$Vc = 107.287$ KN.

$\Phi Vc = 0.75 * 107.287 = 80.46$ KN

$$v_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{fc'}\, b_w\, d$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{24} * 450 * 292$$

$$v_{s,min} = 40.23$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{3} b_w\, d$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{3} * 450 * 292$$

$$v_{s,min} = 43.8\ KN$$

$$\mathbf{v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w\ d}$$

$$\mathbf{v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 450 * 292}$$

Vs' = 214.575 KN = 3 Φ Vc

Case III minimum Shear reinforcement required. So،

$$\mathbf{\emptyset(v_c + v_{s,min}) < v_u \leq \emptyset(v_c + v_{s'})}$$

$0.75(107.287 + 43.8) < 158.6 < 0.75\ (107.287+214.575)$

$113.31 < 158.6 < 241.39$...ok

So ،shear reinforcement are required.

Use 2 leg Φ 10.

Av =157.1 mm^2.

$V_s = V_n - V_C = \frac{158.6}{0.75} - 107.287 = 104.179$ KN

$$\mathbf{S = \frac{A_v f_{yt}\ d}{v_s} = \frac{157.1 * 420 * 292}{126.18 * 1000} = 152.69mm}$$

$$\mathbf{s_{max} \leq \frac{d}{2}\ or\ s_{max} \leq 600\ mm}$$

$$\mathbf{S\ max = \frac{d}{2} = \frac{292}{2} = 146\ mm} \ldots (\mathbf{control})$$

Select 2 leg Φ10 ،@ 130 mm(2 Legs).

4.2 Design of Column

Material:

- concrete B300, Fc' = 28 N/mm^2
- Reinforcement Steel, Fy = 420 N/mm^2

Load Calculation:

Service Load:B2

Dead Load =67KN

Live Load =16.61 KN

Service Load:B3

Dead Load =29.5KN

Live Load =0 KN

PD=(67+29.5+0.25*0.4*4.5*25)*7=754.25KN

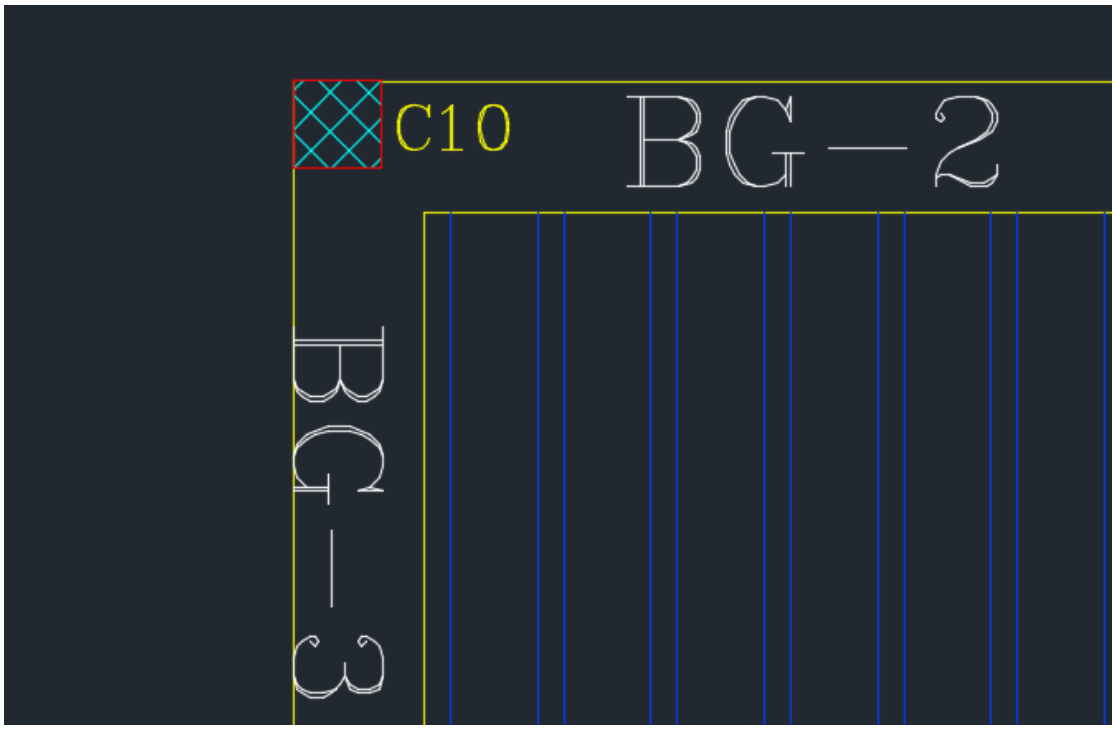
PL= 16.61*7=116.27KN

Factored Load:

PU=1.2*850.5+1.6*116.27

=1091.13

Dimensions of Column:



Fig(4−12):

Design of C 10

Asume q=0.002

$$1091.13=0.65(0.85*24(Ag-0.02Ag)+0.02Ag*350)$$

$$=0.52((20.4Ag-0.4Ag)+ 0.84Ag$$

Ag=1000687.4 mm2

a =317.3 mm2

take a =400

Ag=160000

Ast=2917.7

Take 25 Φ6

$\boldsymbol{\rho}$ = 2945.2/160000=0.0820.01

$$\boldsymbol{clear\ space} = \frac{400-80-20-25*3}{2} = 112.4 > 40$$

$$112.4 > 32.5$$

S =400

Check Slenderness Parameter:

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

K: effective length factor. According to ACI $318\text{-}2002$ $(10.10.6.3)$ The effective length factor k, shall be permitted to be taken as 1.0.

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ ≈ 0.3 h …For rectangular section

Lu = 3.60 - 0.32= 3.28 m

M1/M2 =1

K=1 for braced frame.

- **about Y-axis (b= 0.40 m)**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

$$\frac{1 \times 3.28}{0.4 \times 0.40} = 20.5 < 22$$

Column Is short About Y-axis

- **about X-axis (h= 0.4m)**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad .....ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 \times 3.28}{0.4 * 0.4} = 20.5 < 22$$

Column Is short About X-axis

4.3. Design of the Stirrups

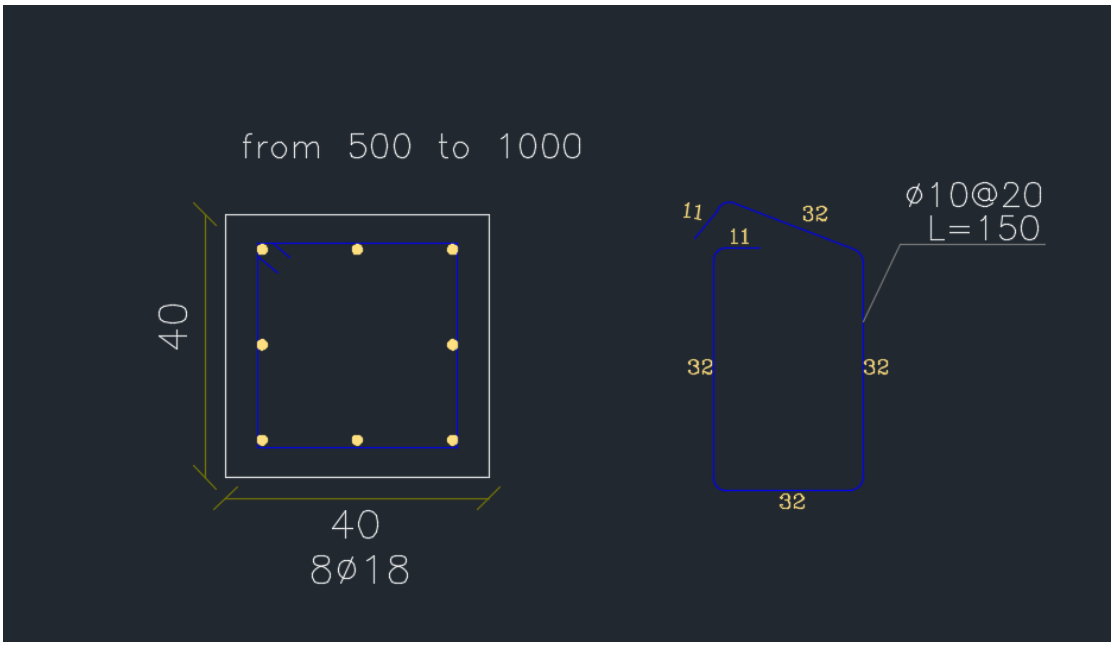
The spacing of ties shall not exceed the smallest of:

$spacing \le 16 \times d_b = 16 \times 1.8 = 28.8\ cm$

$spacing \le 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\ cm$

$spacing \le least\ \dim = 40\ cm$

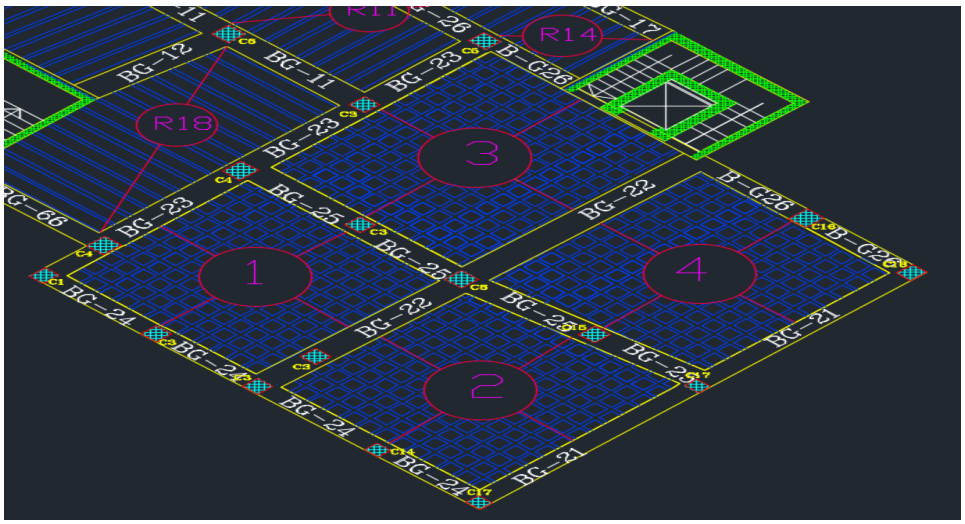
$Use \phi 10 @ 20\ cm$



Fig(4-13): Column10 Reinforcement Details.

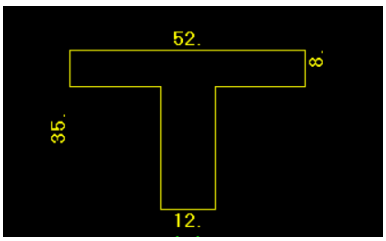
4.4 Design of Two way ribbed slab:

4.4.1 Determination of thickness:-



- I.beam = $b.h^3/12$ =60*$(35)^3/12$ = 214375cm^4
- yc = $\frac{\varepsilon Y.A}{\varepsilon A} = \frac{(40*8*4)+(35*12*17.5)}{(40*8)+(35*12)} = 11.66cm$
- I.Rib = $(52.(11.66)^3/3) - (40.(3.66)^3/3) + (12.(23.34)^3/3)$

  = 77682 cm^4

* 

* **Short direction → L=6.6m = 660cm (face to face)**

$Is = \frac{I.rib*(\frac{L}{2}+bw)}{bf}$ = (77682*(660/2+60))/52 = 852615 cm^4

* **Long direction → L=670 cm**

ls = (77682*(670/2+60))/52 = 590084 cm^4

- **For interior beam:**

  - **Short direction→** $Is = \frac{Irib*(\frac{lr}{2}+\frac{ll}{2}+bw)}{bf}$

    = (77682*705)/52 = 1053188 cm^4

  - **Long direction → ls = (77682*720)/52 = 1075596 cm^4**

  - αf1 = lb/ls = 214375/1075596 = 0.199
  - αf2 = lb/ls = 214375/582615 = 0.367
  - αf3 = lb/ls = 214375/590084 = 0.363
  - αf4 = lb/ls =214375/1053188= 0.203
  - αm = ∑(lb/ls)/n = (0.199+0.367+0.363+0.203)/4 = 0.283 < 2

    β = L_n,long/L_n,short =670/660 = 1.01

h=$\frac{\ln(0.8+\frac{fy}{1400})}{36+5\beta(\alpha fm-0.2)}$ = $\frac{6700(0.8+\frac{420}{1400})}{36+(5*1.01)(0.283-0.2)}$ = 191.9mm> 125mm .....ok

h = 350 mm > 191.9 .....ok

Take h = 350 mm → 80 mm topping &270mm block

4.4.2 Design for flexure:-

Table : Calculation of the total dead load for Two way rib slab.

Parts of Rib	Density	Calculation
RC Rib	25	25*0.27*0.12(0.52+0.4)= 0.7452KN
Topping	25	25*0.08*0.52*0.52=0.541KN
Plaster	22	22*0.02*0.52*0.52=0.119 KN
Block	9	9*0.27*0.4*0.4=0.388KN
Sand	16	0.07*0.52*0.52*16= 0.303KN
Tile	22	0.03*0.52*0.52*22 = 0.178KN
Mortar	22	0.02*0.52*0.52*22 =0.119 KN
partition	–	1*0.52*0.52 =0.406 KN
		∑=2.799 KN

- DL = $\frac{2.799}{0.52*0.52}$ = 10.35 KN/m^2
- WD = 1.2*10.35 = 12.42 KN/m^2
- Live load =5 KN/m^2
- WL = 1.6*5 = 8 KN/m^2

❖ $\underline{W}$ = 12.42+8 = $\underline{20.42\ KN/m^2}$

Ma = Ca*W*La^2 & Mb = Cb*W*Lb^2

β1 = 6.3/6.6 = 0.95

$\beta 2 = 6.6/6.7 = 0.98$

$\beta 3 = 0.96$

$\beta 4 = 0.97$

1)

.....Case 9

Ca,negative = 0.065

Cb,negative = 0.029

Ca D = 0.022 .....Ca L = 0.032

Cb D = 0.021 .....Cb L = 0.025

- Ma ,neg = $0.029*20.42*6.6^2 *0.52= 27.81$ KN.m/m
- Mb ,neg = $0.029*20.42*6.6^2 *0.52= 13.41$ KN.m/m
-
- Ma(+)D = $0.022*12.42*6.3^2 *0.52 = 5.63$ KN.m/m
- Mb(+)D = $0.021*12.42*6.6^2 *0.52= 5.90$ KN.m/m
- Ma(+)L = 5.28KN.m/m
- Mb(+)L = 5.7KN.m/m

- **Ma(+) = 5.63+5.28 = <u>10.91</u> KN.m/m**
- **Mb(+) = 11.6KN.m/m**
- **M(−) @ Discontinous edges = 0.33*M(+)**
  - **Ma(−) = 0.33*10.91 = 3.6 KN.m/m**
  - **Mb(−) = 0.33*11.6 = 3.82 KN.m/m**

2)

……..Case 4

- **Ma ,neg = $0.029*20.42*6.6^2$ *0.52= 24 KN.m/m**
- **Mb ,neg = $0.029*20.42*6.6^2$ *0.52= 22.8 KN.m/m**
-
- **Ma(+)D = 7.97KN.m/m**
- **Mb(+)D = 7.4 KN.m/m**
- **Ma(+)L = 6.016KN.m/m**
- **Mb(+)L = 5.75KN.m/m**

- **Ma(+) = 13.946 KN.m/m**
- **Mb(+) = 13.15KN.m/m**
- **M(−) @ Discontinous edges = 0.33*M(+)**
  - **Ma(−) = 0.33*13.946 = 4.3 KN.m/m**

- **Mb(−) = 0.33*13.15 = 4.6KN.m/m**

3)

……..Case 2

- **Ma ,neg = 19.17 KN.m/m**
- **Mb ,neg = 19.7 KN.m/m**
-
- **Ma(+)D = 4.708KN.m/m**
- **Mb(+)D = 4.8 KN.m/m**
- **Ma(+)L = 4.55KN.m/m**
- **Mb(+)L = 4.67KN.m/m**

❖ **Ma(+) = 9.258 KN.m/m**

❖ **Mb(+) = 9.47KN.m/m**

❖ **M(−) @ Discontinous edges = 0.33*M(+)**

- **Ma(−) = 0.33*9.258= 3.055 KN.m/m**
- **Mb(−) = 0.33*9.47 = 3.125KN.m/m**

4)

……..Case 4

- **Ma ,neg = 23.7 KN.m/m**
- **Mb ,neg = 22.38 KN.m/m**
-
- **Ma(+)D = 7.8KN.m/m**
- **Mb(+)D = 7.3 KN.m/m**
- **Ma(+)L = 5.9KN.m/m**
- **Mb(+)L = 5.6KN.m/m**

❖ **Ma(+) = 13.7 KN.m/m**

❖ **Mb(+) = 12.9KN.m/m**

❖ **M(−) @ Discontinous edges = 0.33*M(+)**

- **Ma(−) = 0.33*13.7= 4.521 KN.m/m**
- **Mb(−) = 0.33*12.9 = 4.257KN.m/m**

Analysis the T−SECTION rib for different two bars $(2\ \phi)$

Assume $2\phi 12 \rightarrow$(−vmomant)

d=350−20−8−12/2=316 mm

As $2\ \phi 12=226.2$ mm^2 >A S_{min}=126.4

a = $\frac{As*fy}{0.85*fc*b}$ = $\frac{226.2*420}{0.85*24*120}$ = 38.8 mm

C = 38.8/0.85 = 45.6 mm

Mn = As * fy $(d - \frac{a}{2})$ $*10^{-6} \rightarrow 226.2*420*(316-38.8/2)*\ 10^{-6}$ =28.17 KN.m/m

- Check for strain : →

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003 = \frac{316-45.6}{45.6} * 0.003 = 0.017 > 0.005$.....ok

Mu=25.35

———

Assume $2\phi 14 \rightarrow$(−vmomant)

d=350−20−8−14/2=315 mm

As $2\phi 14=307.8$ mm^2>As_{min}=126 mm^2

a = $\frac{As*fy}{0.85*fc*b}$ = $\frac{307.8*420}{0.85*24*120}$ = 52.8 mm

C = $52.8/0.85 = 62.12$ mm

Mn = As * fy $(d-\frac{a}{2})$ $*10^{-6} \rightarrow 307.8*420*(315-52.8/2)*10^{-6}$

=37.3KN.m/m

- Check for strain : $\rightarrow$

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003 = \frac{315-62.12}{62.12} * 0.003 = 0.012 > 0.005$.....ok

Mu=33.52

———

Assume $2\phi 12 \rightarrow$(+vmomant)

d=$350-20-8-12/2=316$ mm

As $2\phi 12=226.2$ mm^2>As_{min}=126 mm^2

a = $\frac{As*fy}{0.85*fc*b}$ = $\frac{226.2*420}{0.85*24*520}$ = 4.99 mm

C = $4.99/0.85 = 5.8$ mm

Mn = As * fy $(d-\frac{a}{2})$ $*10^{-6} \rightarrow 226.2*420*(316-4.99/2)*10^{-6}$

=29.78KN.m/m

- Check for strain : $\rightarrow$

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003 = \frac{316-5.8}{5.8} * 0.003 = 0.16 > 0.005 \ldots\ldots ok$$

Mu=26.8

4.4.3 Design of shear:-

$$Vc = 1.1 * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d * 10^{-3} \rightarrow 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 315 * 10^{-3} = 33.94$$

KN

$$\phi Vc = 0.75 * 33.94 = 25.46 \text{ KN}$$

- In long direction $(Wb20.)cas(2) = 0.49 \rightarrow$ total load on panel =

$6.6 * 6.7 * 20.42 = 902.97$KN

- $\rightarrow$load/rib = $(0.49 * 902.97 * 0.52)/(2 * 6.6) = 17.4$ KN
- Vud = $17.4 - (20.42 * 0.52 * 0.315) = 14.055$ KN
- $0.5\ \phi Vc = 12.73 < Vud = 14.055 < \phi Vc = 25.46$ KN

❖ **No need for shear reinforcement (exception for joist construction)**

- Vud = Wu*bf $(\frac{Ln}{2} - d) = 20.42 * 0.52 * (\frac{6.7}{2} - 0.315) = 32.22$ KN
- $\phi Vc = 25.46$ KN < Vud = 32.22 KN
- Vs,min = a) $\frac{1}{16}\sqrt{24} * 120 * 315 * 10^{-3} = 11.57$ KN

= b) $\frac{1}{3} * 120 * 315 * 10^{-3} = 12.6$ KN ……..control

- $\phi Vc = 25.46$ KN < Vud = 32.22 < $\phi Vc + \phi Vs,min = 34.13$ KN

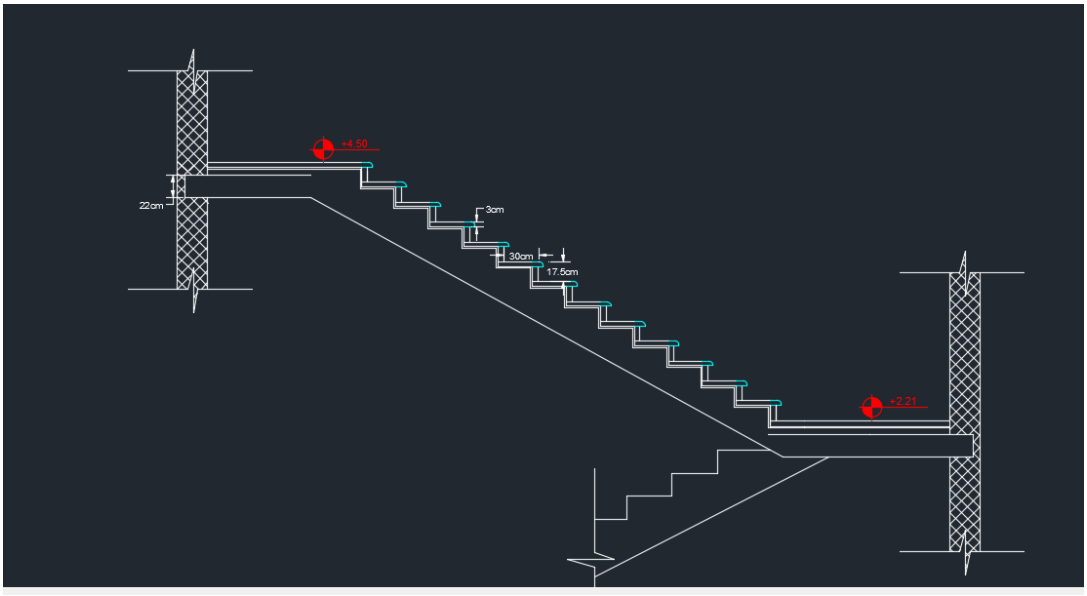
Provide minimum shear reinforcement

Use 2 ϕ8 with As = 100 mm^2

S,max $\leq \frac{d}{2}$ = 157.5 mm & $\leq$ 600 mm

❖ ***Use 2 ϕ8 @12.5 cm c/c for 1m from the face & 2 ϕ8 @30 cm c/c in the middle.***

4.5Design of Stair:



`**Fig(4-14):** Stair Plan.

ACI-318-14(9.3.1.1)

Material:

- concrete B300, Fc' = 24 N/mm^2
- Reinforcement Steel, Fy = 420 N/mm^2

1-Design of Flight

Determination of Thickness:

hmin = L/20

hmin = 440/20 = 22 cm

Take h = 22 cm

The Stair Slope by θ = tan-1(17.5 / 30) 30.3o

Load Calculation:

Fig (4-15): Stair Section.

Dead Load For Flight For 1m Strip:

Dead loads		KN/M
Flight	0.2*25*1*1/(cos(30.3))	6.37
Plaster	0.03*22*1*1/(cos(30.3))	0.8
Horizantal Mortar	0.03*22*1	0.7
Vertical Mortar	0.03*22*0.175/0.03	0.4
Horizontal Tiles	0.04*23*1*33/30	1
Vertical Tiles	0.03*23*0.175/0.3	0.4
Traingle	0.5*0.175*25	22
Sum		11.87

Table(4-3): Dead Load Calculation of Flight.

Live Load For Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 KN/m

Factored Load For Flight:

WU = 1.2 ×11.87 + 1.6×5 =22.244KN/m

Design of Shear for Flight: (Vu=37.0 KN)

d =h− cover $-\frac{d_b}{2} = \mathbf{220 - 20 - \frac{12}{2} = 194\ mm}$

Vc = $\frac{1}{6}\sqrt{f c'}\, b_w\, d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 194 = 118.8\ \mathbf{KN}$

Φ Vc = 0.75* 118.8 = 89.1 KN > Vu = 38.373KN…No shear reinforcement are required

Design of Bending Moment for Flight: (Mu=38.38 KN.m)

Rn= $\frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{38.38\times10^6}{0.9\times1000\times194^2} = \mathbf{1.13\ Mpa}$

m= $\frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = \mathbf{20.6}$

ρ= $\frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.13}{420}}\right) = \mathbf{0.003}$

As,req = ρ.b.d = 0.003 ×1000×194 = 537.2 mm^2/m

As,min= 0.0018*1000*220 = 396mm^2/m

As.req =537.2mm^2>As,min=396mm^2/m

Use ø12 @ 200 mm ,As,provided= 565 mm2>As,required= 537.2mm2…Ok

Check for strain:

a =$\frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\, f_c'} = \frac{565\times420}{0.85\times1000\times24} = \mathbf{11.63\ mm}$

c= $\frac{a}{B_1} = \frac{11.63}{0.85} = \mathbf{13.68\ mm}$

$\boldsymbol{\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{194-13.68}{13.68}\right) = 0.0395 > 0.005 \ldots 0k}$

Lateral or Secondary Reinforcement For Flight:

As,req= As,min $=0.0018*1000*194 = 349.2mm^2$

Use ø10@ 150mm, As.provided= 523 mm^2>As,required= $349.2mm^2$…Ok

Design of Stairs:

Load Calculation:

Dead Load For Solid Landing For 1m Strip:-

No.	Parts of Landing	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1= 0.69KN/m	
2	Mortar	22*0.02*1= 0.44KN/m	
4	R.C	25*0.22*1= 5.5KN/m	
5	Plaster	22*0.02*1= 0.44KN/m	
		Sum	8.2KN/m

Table(4-4): Dead Load Calculation of Middle Landing.

Factored Load For Landing:

WU = 1.2 ×8.2 + 1.6×5 =17.81KN/m

Design of Shear: (Vu=30.26KN)

Vc = $\frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\,d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 194 = 118.8\,\text{Kn}$

Φ* Vc = 0.75* 118.8 = 89.1KN> Vu = 30.26KN…… No shear reinforcement are required

Design of Bending Moment: (Mu=33.9KN.m)

Rn= $\frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{33.9\times10^6}{0.9\times1000\times194^2} = 1\,Mpa$

m= $\frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

ρ= $\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1}{420}}\right) = 0.0024$

As,req = ρ.b.d = 0.0024×1000×194 = 465.6 mm2

As,min =0.0018*1000*194 = 349.2mm2

Use ø12@ 20mm ,As,provided= 565.4 mm2>As,required465.6 mm2… Ok

Check for strain:

a = $\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\,f_c'} = \frac{465.6\times420}{0.85\times1000\times24} = 11.6\,mm$

c= $\frac{a}{B_1} = \frac{11.6}{0.85} = 13.6\,mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{194-13.6}{13.6}\right) = 0.039 > 0.005\ldots 0k$$

lateral or Secondary Reinforcement For Landing:

As,req= As,min =0.0018*1000*194 = 394.2 mm^2

Use ø10 @ 150 mm ,As,provided= 523 mm^2>As,required= 394.2 mm^2…Ok

Design of slab 2:

Design of Shear: (Vu=85.97KN)

Vc = $\frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\,d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 194 = 118.8\,\text{Kn}$

Φ* Vc = 0.75* 118.8 = 89.1KN> Vu= 85.97KN…… No shear reinforcement are required

Design of Bending Moment: (Mu=97.36KN.m)

Rn= $\frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{97.36\times10^6}{0.9\times1000\times194^2} = 2.8\ Mpa$

m= $\frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

ρ= $\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2.8}{420}}\right) = 0.007$

As,req = ρ.b.d = $0.007\times1000\times194 = 1358$ mm^2

Use ø16@ 125 mm ,As,provided= 1608 mm^2>As,required=1358mm^2…

Ok

Check for strain:

a =$\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{1358\times420}{0.85\times1000\times24} = 33\ mm$

c= $\frac{a}{B_1} = \frac{33}{0.85} = 39\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{194-39}{39}\right) = 0.0112 > 0.005 \ldots 0k$

5

قائمة المصادر المراجع :

- American Concrete Institute (A.C.I) Code.

- الكود الوطني الاردني للاحمال

الفصل الخامس

5. النَتائِج والتَوصِيات

مقدمة

النتائج

التوصيات

5.1. المقدمة

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية جاهزة للفندق المذكور ذو التصميم المتميز والمبدع، بعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للمبنى المقترح بناءه في مدينة بيت ساحور.

وتم إعداد المخططات الإنشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

5.2. النتائج

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.

4. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في كثير من العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ، كما تم استخدام نظام العقدات (Two-Way Ribbed Slab) في مناطق أخرى حسب متطلبات المنشأة.

5. برامج الحاسوب المستخدمة: هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في مقدمة هذا المشروع وهي:
   a) AUTOCAD 2017: و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
   b) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
   c) (Microsoft Office): تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع، وإعداد الجداول المرافقة للتصميم.
   d) Google SketchUp: تم لاظهار المعماري للواجهات المشروع.

6. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

7. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

5.3. التوصيات

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا. من خلال هذه التجربة . أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم اختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.