بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ فندق دريم

فلسطين- الخليل

إشراف :

م. حمدي إدعيس

ديسمبر – 2017م

فريق العمل :

أسامة محمد أبوصبحة

مصعب توفيق تلاحمة

ياسمين محيسن

إسراء بلو

أنس داوود جديع

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـِ فندق دريم

فلسطين- الخليل

فـريـق الـعمـل

أسامة محمد أبوصبحة　　مصعب توفيق تلاحمة

ياسمين محيسن　　إسراء بلو

أنس داوود جديع

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع	**توقيع اللجنة الممتحنة**	**توقيع رئيس الدائرة**
م. حمدي إدعيس		م. فيضي شبانة
.....	.....	.....

ديسمبر – 2017م

الإهـــــــداء

إلى من جعلوا من أنفسهم جسراً تعبره نجاحاتنا، إلى من سهروا ليلهم لتشرق شمسنا، إلى من عرقت جباههم وما جفّت وتعبت جوارحهم وما كلّت وما أنّت، إلى من وهبوا أنفسهم وما ملكت أيديهم شموعاً تحترق لتنير لنا الدرب، إلى من غرسوا بذور العطاء والبر والتقوى والمحبة في أراضينا القاحلة، وعصروا من قلوبهم ترياقاً لهمومنا وبلسماً لحياتنا، إلى من آثروا الحرمان لنكتفي نحن فيكتفون ونرتفع نحن فيرتفعون، إلى آبائنا وأمهاتنا العظام الذين لا يجازي رضاهم مداد البحر من الكلمات، ولا يوفيهم حقّهم مدى الدهر من الوفاء والطاعات، إليكم نهدي هذا العمل المتواضع , الى كل الأساتذة والأهل والأخوة والأصدقاء .

إلى عبق القدس , وبلسم الوطن , إلى العاصمة الأبدية وروح كينونتنا , إلى بريق قبتنا ومعرج رسولنا .

إلى القدس العربية الإسلامية عاصمة فلسطين الأبدية .

فـريـق الـعـمـل

شـــكـــر وتـــقـــديـــر

لا فضل علينا إلا فضله، وما من نعمةٍ نحن بها إلا من عنده، وما توفيقنا إلا به فله الحمد والشكر عدد الأوراق والأشجار، وعدد ما ذكره الذاكرون الأبرار، وعدد ما سبح الطير وطار وما تعاقب الليل والنهار، حمداً كثيراً طيباً مباركاً لا انقضاء له في السعد والحزن، والسر والعلن.

كما ونتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا إلى كل من ساهم في إنجاز مشروعنا هذا، متحدين كل الظروف والعقبات.

ونخص بالشكر أستاذنا الفاضل المهندس حمدي إدعيس المشرف والموجه، الذي لم يتوانى ولم يتأخر عن تقديم ما آتاه الله من علم وحلم لنا وبكل سعة صدر، ولم يدخر جهدا في توجيهنا والأخذ بأيدينا إلى طريق النجاح.

ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كلٌ بمكانه، فقد كرّسوا وقتهم وجهدهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طوال فترة الدراسة.

ونشكر زملائنا وزميلاتنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما تذوقنا حلاوة العلم، ولا شعرنا بمتعة المنافسة الإيجابية.

وختام القول مسك، فكل الشكر لآبائنا وأمهاتنا أصحاب الدور الأبرز في الوصول إلى ما وصلنا إليه.

فـريـق الـعـمـل

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لـِ فندق دريم

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري فتوزيع الأعمدة وحساب الأحمال والحفاظ على المتانة وبأفضل طريقة اقتصادية وأعلى درجات الأمان والسلامة يقع على عاتق الإنشائي.

يتكون المبنى من ثمانية طوابق، وتبلغ المساحة الإجمالية (14630)متر مربع، ويتميز التصميم من الناحية المعمارية للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية، إضافة إلى أنه تم الاهتمام عند توزيع الكتل بتوفير الراحة والسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين.

تكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والبلاطات الخراسانية، وتعدد الكتل ووجود تراجعات في المساحات الطابقية .

من الجدير بالذكر أنه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_08) ، ولا بد من الإشارة إلى أنه سيتم الإعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :-

ETABS, ATIR, Microsoft office and AutoCAD (2007).

وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى ، ومن المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله.

والله ولي التوفيق

Abstract

Structural Design for Dream Hotel

The idea of this project can be summarized by preparing Dream hotel. This consists of all facilities that should be available in any Hotel.

The project is consists of eight floors, and the total area of the building is 14630 square meter, the design of the project is based on the multiplicity of spatial cluster and distributed consistently aesthetically and functional.

We used ACI-318 code and structural designing programs such as ATIR, AutoCAD (2014). and we studied some old graduation projects, and the project will include detailed structural study of identified and analysis of the construction elements and the expected various loads, and then the structural design of elements and the preparation of shop drawings based on the prepared design

God grants success

فهرس المحتويات Table of Contents

الصفحات الابتدائية	رقم الصفحة
تقرير مشروع التخرج	I
تقييم مشروع التخرج	II
الاهداء	III
الشكر والتقدير	IV
الملخص باللغة العربية	V
الملخص باللغة الانجليزية	VI
فهرس المحتويات	VII
فهرس الجداول	XI
فهرس الاشكال	XI
List of Figures	XI
List of Abbreviations	XIV

الفصل الاول	المقدمة	1
1-1	مقدمة	2
2-1	أهداف المشروع	2
3-1	مشكلة المشروع	2
4-1	حدود مشكلة المشروع	3
5-1	المسلمات	3
6-1	فصول المشروع	3
7-1	إجراءات المشروع	3
8-1	الجدول الزمني للمشروع	4

الفصل الثاني	الوصف المعماري	**5**
1-2	مقدمة	6
2-2	لمحة عامة عن المشروع	6
3-2	موقع المشروع	7
4-2	وصف المساقط الافقية	8
1-4-2	الطابق التسوية	8

2-4-2	الطابق الأرضي	9
3-4-2	الطابق الأول	10
4-4-2	الطابق التمديدات	11
5-4-2	الطابق االثاني	12
6-4-2	الطابق الثالث	13
7-4-2	الطابق الرابع	14
8-4-2	الطابق الخامس	15
9-4-2	الطابق السادس	16
5-2	وصف الواجهات	17
5-2-1	الواجهة الشمالية	17
5-2-2	الواجهة الغربية	18
5-2-3	الواجهة الشرقية	19
5-2-4	الواجهة الجنوبية	20
6-2	وصف الحركة	21

الفصل الثالث	**الوصف الانشائي**	**23**
1-3	مقدمة	24
2-3	الهدف من التصميم الانشائي	24
3-3	مراحل التصميم الانشائي	24
4-3	الأحمال	25
1-4-3	الأحمال الميتة	25
2-4-3	الأحمال الحية	26
3-4-3	الأحمال البيئية	26
1-3-4-3	أحمال الرياح	26
2-3-4-3	أحمال الثلوج	27
3-3-4-3	أحمال الزلازل	27
5-3	الاختبارات العملية	28
6-3	العناصر الانشائية	28
1-6-3	العقدات	29
1-1-6-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	30
2-1-6-3	عقدات العصب ذات الاتجاهين	30

3-1-6-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	31
4-1-6-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	31
2-6-3	الأدراج	32
3-6-3	الجسور	32
4-6-3	الأعمدة	33
5-6-3	جدران القص	34
6-6-3	الأساسات	35
7-3	فواصل التمدد	36
8-3	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	37

Chapter 4	**Structural Analysis and Design**	40
4-1	Introduction	41
4-2	Design Method and Requirements	41
4-3	Check of Minimum Thickness of Structural Member	42
4-4	Design of Topping	43
4-5	Design of rib 5	45
4-5-1	Design of positive moment in span 1	49
4-5-2	Design of positive moment in span 2	51
4-5-3	Design of positive moment in span 3	52
4-5-4	Design of positive moment in span 4	54
4-5-5	Design of positive moment in span 5	55
4-5-6	Design of positive moment in span 6	57
4-5-7	Design of negative moment at support 1	58
4-5-8	Design of negative moment at support 2	60
4-5-9	Design of negative moment at support 3	61
4-5-10	Design of negative moment at support 4	62
4-5-11	Design of negative moment at support 5	63
4-6	Design of beam (149)	66
4-6-1	Design of positive moment in span 1	68

4-6-2	Design of positive moment in span 2	69
4-6-3	Design of positive moment in span 3	70
4-6-4	Design of positive moment in span 4	71
4-6-5	Design of positive moment in span 5	72
4-6-6	Design of positive moment in span 6	73
4-6-7	Design of negative moment at support 1	74
4-6-8	Design of negative moment at support 2	75
4-6-9	Design of negative moment at support 3	76
4-6-10	Design of negative moment at support 4	76
4-6-11	Design of negative moment at support 5	77
4-6-12	Design of shear for beam 149	78
4-7	Design of one way solid slab	79
4-8	Design of two way solid slab	81
4-9	Design of two way ribbed slab	87
4-9-1	Check of minimum thickness of slab	87
4-9-2	Load calculation	90
4-9-3	Moments calculation	91
4-9-4	Check shear strength	93
4-10	Design of column GD	94
4-11	Design of isolated footing F4	97
4-11-1	Determination of loads	98
4-11-2	Determination of footing area	98
4-11-3	Check for one way shear	98
4-11-4	Check for two way shear	99
4-11-5	Design of bending moment	101
4-11-6	Design of dowels	102
4-12	Design of shear wall SW1	104
4-13	Design of stairs	108
4-14	Design of basement wall	116

الفصل الخامس	النتائج والتوصيات	120
1-5	مقدمة	121
2-5	النتائج	121
3-5	قائمة المصادر والمراجع	121
4-5	التوصيات	122

فهرس الجداول

رقم الجدول	اسم الجدول	رقم الصفحة
جدول (1-1)	الجدول الزمني للمشروع	4
جدول (3-1)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	25
جدول (3-2)	الأحمال الحية لعناصر المبنى	26
جدول (3-3)	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	27
جدول (4-1)	Check of Minimum Thickness of Structural Member	42
جدول (4-2)	Dead Load Calculation of Topping	43
جدول (4-3)	calculation of the total dead for one way rib slab	48
جدول (4-4)	calculation of the dead load on solid	83
جدول (4-5)	calculation of the total dead load for two way rib slab	90
جدول (4-6)	dead load calculation on flight	109
جدول (4-7)	dead load calculation of landing	112

فهرس الأشكال

رقم الشكل	اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل (2-1)	منظور للمبنى	6
الشكل (2-2)	مخطط الموقع العام للمشروع	7
الشكل (2-3)	مسقط التسوية	8
الشكل (2-4)	مسقط الطابق الأرضي	9
الشكل (2-5)	مسقط الطابق الأول	10
الشكل (2-6)	مسقط طابق التمديدات الكهربائية	11
الشكل (2-7)	مسقط الطابق الثاني	12
الشكل (2-8)	مسقط الطابق الثالث	13
الشكل (2-9)	مسقط الطابق الرابع	14
الشكل (2-10)	مسقط الطابق الخامس	15
الشكل (2-11)	مسقط الطابق السادس	16
الشكل (2-12)	الواجهة الشمالية	17
الشكل (2-13)	الواجهة الغربية	18
الشكل(2-14)	الواجهة الشرقية	19
الشكل(2-15)	الواجهة الجنوبية	20
الشكل(2-16)	قطاع A-A	21
الشكل(2-17)	قطاع B-B	22
الشكل (3-1)	توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى	28
الشكل (3-2)	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	30
الشكل (3-3)	عقدات العصب ذات الاتجاهين	30
الشكل (3-4)	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	31
الشكل (3-5)	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	31
الشكل (3-6)	الدرج	32
الشكل (3-7)	أنواع الجسور المستخدمة في المشروع	33
الشكل (3-8)	أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع	34
الشكل (3-9)	جدار قص	35
الشكل (3-10)	الأساسات	36

List of Figures

Fig No.	Figure Title	Page
4.1	topping load and moment diagram	43
4.2	topping of one way rib slab	44
4.3	one way rib slab	45
4.4	rib 5 in basement floor	46
4.5	dead load on the rib	46
4.6	Live load on the rib	
4.7	geometry of rib and its dimension	47
4.8	reactions of rib live and dead	47
4.9	moment diagram of rib	48
4.10	shear diagram of rib	48
4.11	beam geometry	66
4.12	load on beam	67
4.13	moment & shear diagram	67
4.14	plan of one way solid slab	79
4.15	plan of two way solid slab	81
4.16	two way ribbed slab	88
4.17	two way ribbed slab	90
4.18	two way ribbed slab	92
4.19	column reinforcement	97
4.20	one way shear	99
4.21	two way shear	99
4.22	top plan and section of footing	103
4.23	plan of the shear wall	104
4.24	shear and moment diagrams	104
4.25	top view of stair	108
4.26	stair section	109
4.27	static system and load distribution of flight	110
4.28	shear and moment diagram of flight	110
4.29	static system and load distribution at 1^{st} meter	113
4.30	shear and moment diagram at 1^{st} meter	113
4.31	reinforcement of stairs	115
4.32	geometry of basement	116
4.33	reinforcement for basement wall	118

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-pre stressed tension reinforcement.
- **As' =** area of non-pre stressed 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-pre stressed 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.

- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load.
- **S** = Spacing of shear 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.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- **ε_c =** compression strain of concrete = 0.003.
- **ε_s =** strain of tension steel**.**
- **$\acute{\varepsilon}_s$ =** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area

الفصـــــــــل الأول

المقدمـــــة

1

1.1 المقدمة.

2.1 أهداف المشروع.

3.1 مشكلة المشروع.

4.1 حدود مشكلة المشروع.

5.1 المسلمات.

6.1 فصول المشروع.

7.1 إجراءات المشروع.

8.1 الجدول الزمني للمشروع

1.1المقدمة

دأب الإنسان منذ بداياته إلى البحث عن المسكن فالتجأ إلى الكهوف والتجاويف الصخرية المحيطة به ، ومع محاولاته لتطوير أساليب الحياة لديه ، والتكيف مع بيئته اجتهد لتطوير مسكنه ، فاستخدم المواد المحيطة به لإنشاء هذا المأوى من أخشاب وجلود الحيوانات والحجارة والطين ، وصولا إلى استخدامه الحديد والاسمنت المستخدم حاليا في البناء.

واستجابة لمتطلبات التقدم والتكنولوجيا بدأ بالاتجاه إلى الأبنية المتخصصة في مجالات حياته العامة والخاصة، فجعل لكل احتياج مبناه الخاص مثل الجامعات والمدارس والمستشفيات والشقق السكنية والمراكز الصحية والفنادق، الخ...

ومع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الصناعي المستمر كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم ، من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من اجل المضي قدما في ركب الثورة البشرية.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام باجراه التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الطوابق وهو تصميم إنشائي لفندق دريم المقام في محافظة الخليل.

2.1 أهداف المشروع

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

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

3.1 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لفندق دريم ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر و لا يتعارض مع التصميم المعماري.

4.1 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل في هذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني و الأول من السنة الدراسية 2017\2018 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الاول.

5.1 المسلمات

1-اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .

2-استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Safe, Etabs, Sap 2000 and Staad Pro).

3-برامج أخرى مثل (Autocad 2014, Microsoft office Word & Power Point.)

6.1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

1-الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.

2-الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.

3-الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

4-الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

5-الفصل الخامس: التوصيات والنتائج.

7.1 إجراءات المشروع

1- دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع و اختيار النظام الإنشائي الملائم.

2- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى وكيفية توزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور وبلاطات الأسقف بشكل لا يتعارض مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

3- تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية تحت تأثير هذه الأحمال.

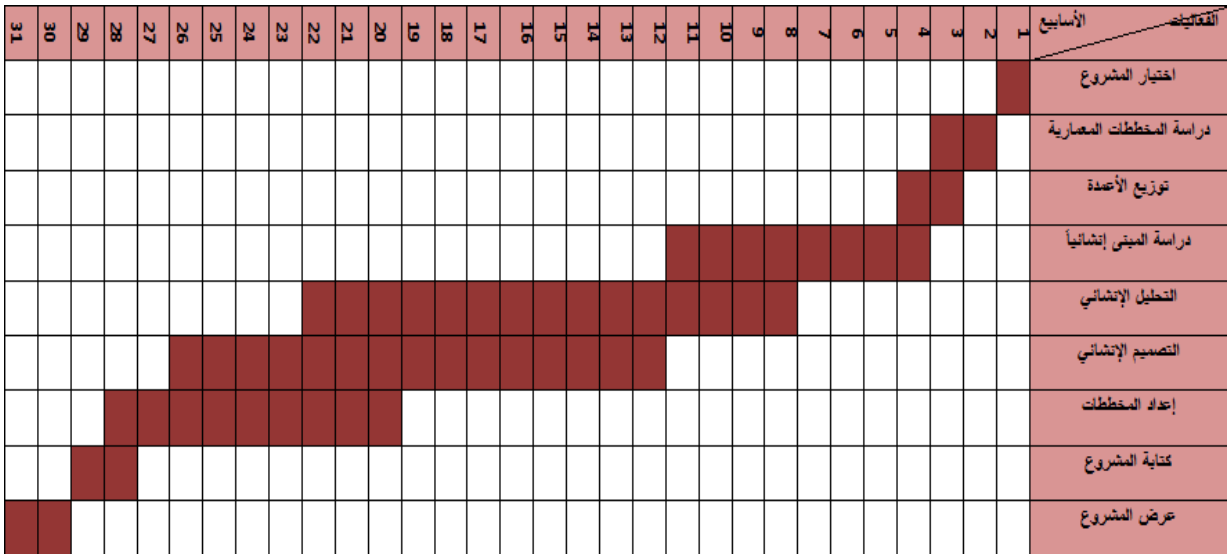
4- تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي سيتم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

8.1 الجدول الزمني للمشروع

الجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الاول للسنة الدراسية (2017-2018)



الفصـــــــــــل الثاني

الوصف المعماري

2

1.2 مقدمة.

2.2 لمحة عن المشروع.

3.2 موقع المشروع.

4.2 وصف المساقط الافقية للمبنى.

5.2 وصف الواجهات.

6.2 وصف الحركة.

1.2 مقدمه:

ان الوصف المعماري لأي مبنى حاجه ماسه لنجاحه اذ يساعد في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى حسب اختلاف نوعه والحاجة التي أنشأ لأجلها. ومن اهم ميزات تصميم الفنادق توفير الراحة الخدمات للسكان مثل الغرف السكنية وصالات الرياضة والمحال التجارية والمطاعم.

لأداء أي عمل لا بد ان يتم بمراحل عده حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، وكذلك لإقامة أي مبنى لا بد من تصميمه على ناحيتين (الناحية المعمارية والناحية الانشائية)، ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المبنى، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة اذ يجري التوزيع الاولي لمرافقه لتحقيق الفراغات والابعاد المطلوبة ويتم في هذه العملية دراسة الانارة والتهوية والعزل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

2.2 لمحه عن المشروع:

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء فندق يساهم في تنمية السياحة في مدينة الخليل، بحيث يلبي جميع الخدمات التي توفرها الفنادق الحديثة من خدمات سكنية وترفيهية وأخرى غيرها. فهو يحتوي على غرف سكنية ومحال تجارية وصالات العاب ومطاعم. يتكون الفندق من 8 طوابق بمساحة اجمالية تقدر بـ (14630 م^2) وقطعة أرض مخصصة للبناء بمساحة تقدر بـ(15600 م^2).
الشكل (1-2) يبين منظور المبنى

الشكل (2-1): منظور للمبنى.

3.2 موقع المشروع:

تقع قطعة الأرض المقترحة في منطقة نمرا في مدينة الخليل في شارع حبايل الرياح المنشأ حديثا من بلدية الخليل وعرض الشارع حوالي (16مترا) ، ومتوسط ارتفاع المدينة عن مستوى سطح البحر هو 900 مترا مع تفاوت الارتفاعات في المدينة نظرا لاتساع مساحة أراضيها، حيث تعتبر أكبر مدن الضفة الغربية. الشكل (2-2) يبين موقع قطعة الأرض والشوارع القريبة منها.

وقد تم مراعاة التالي في اختيار موقع المبنى:

1.سهولة الوصول إليه من الشارع الرئيسي

2. توفر الخدمات العامة من كهرباء وماء وشبكة صرف صحي

3.أخذ الانحدار الطبيعي للأرض بعين الاعتبار في التصميم

وقد تم تصميم المبنى بما يتلائم مع قطعة الارض المخصصة له ،والشكل (2-2) يبين مخطط الموقع العام للمشروع

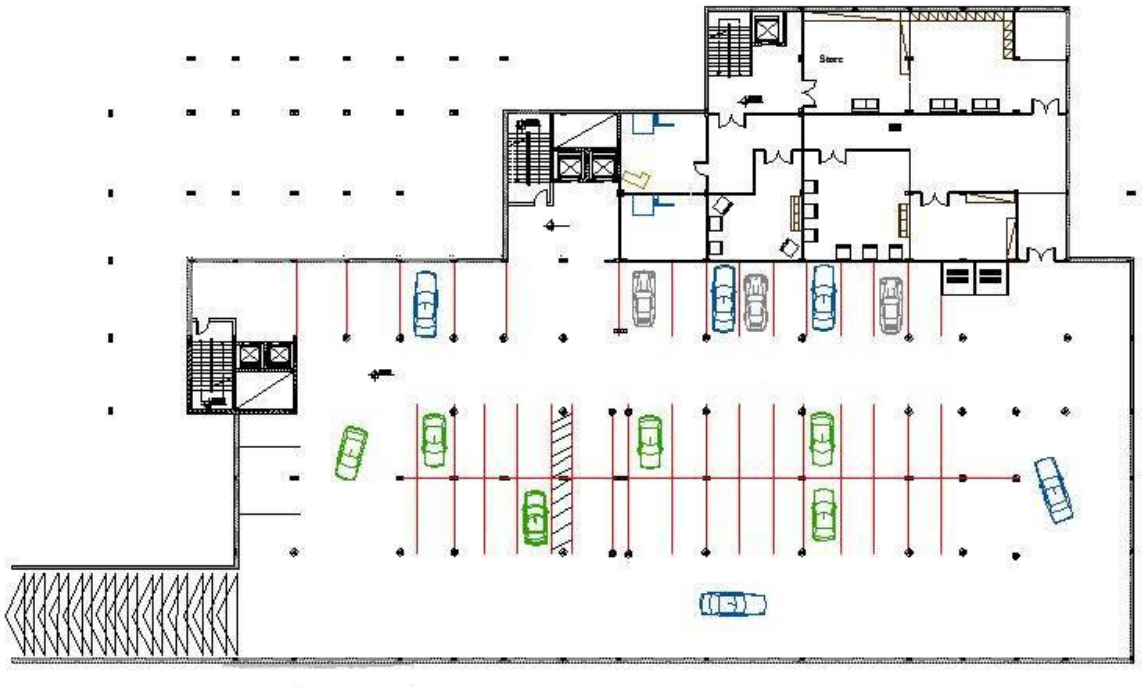
الشكل(2-2) مخطط الموقع العام للمشروع

4.2 وصف المساقط الافقية:

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد اعتمادا كليا على شكل المستطيلات المتداخلة نظرا لطبيعة قطعة الأرض و تبلغ المساحة الكلية لهذا المبنى14630 م^2 .

1.4.2 طابق التسوية:

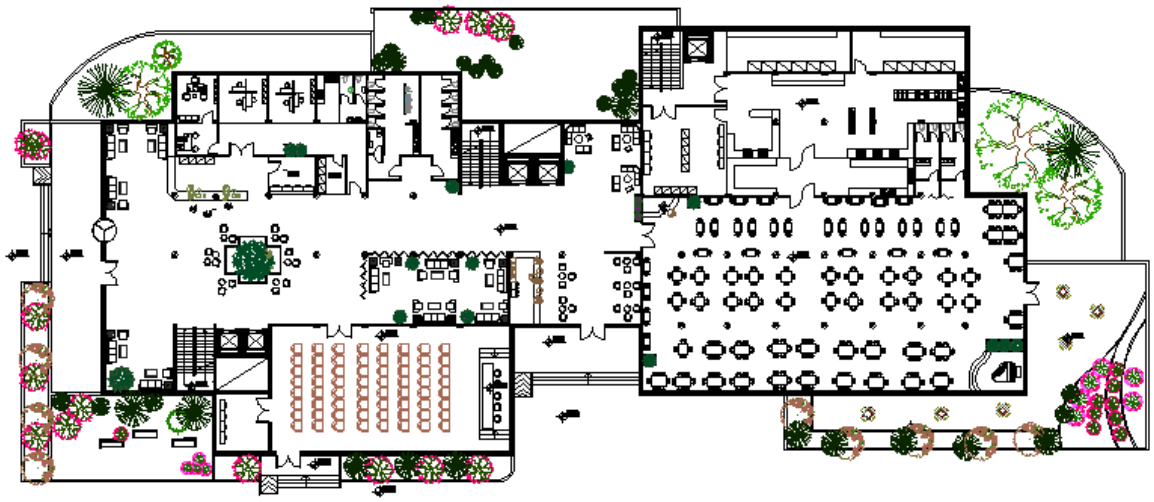
تبلغ مساحة هذا الطابق 2708 م^2 ذات منسوب (3.24- م) من سطح الأرض و هو عباره عن مرآب وقسم مخازن و خدمات أخرى ، ويمتاز بسهولة حركة الموظفين و النزلاء وكذلك سهولة الانتقال من طابق التسوية الى طابق اخر.



الشكل (2-3) مسقط طابق التسوية

2.4.2الطابق الأرضي:

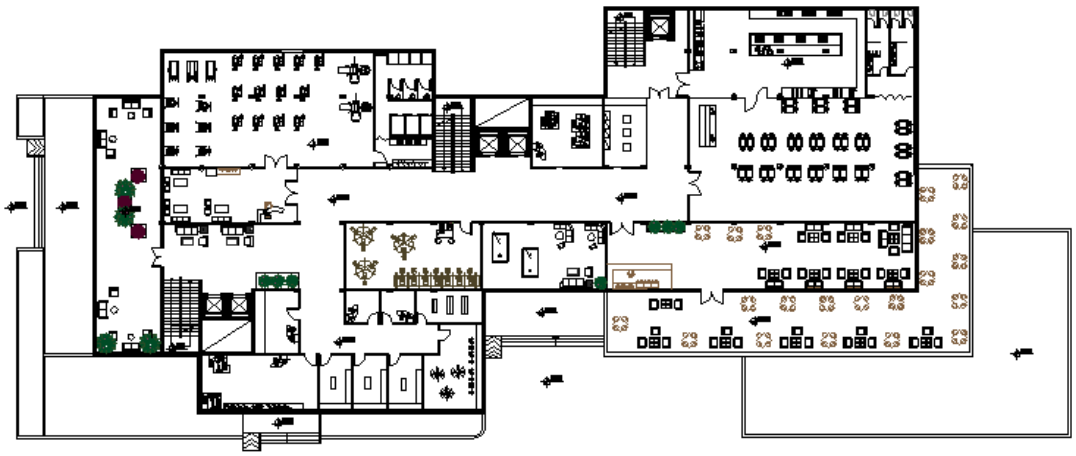
تبلغ مساحة هذا الطابق 2065 م2 على منسوب (+0.6) من سطح الأرض ،ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة ، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق و الموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات التي تشمل قاعة الاستقبال ومكاتب ادارية ومطبخ ومطعم وقاعة مؤتمرات وخدمات أخرى.



الشكل (2-4) مسقط الطابق الأرضي

3.4.2 الطابق الأول:

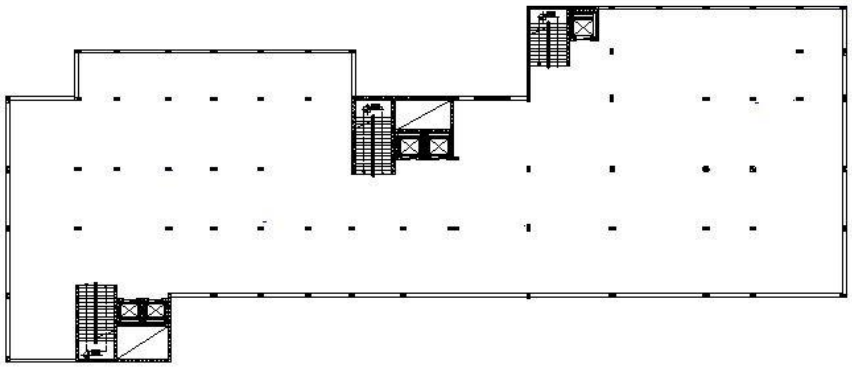
تبلغ مساحة هذا الطابق 1835 م2 على منسوب (+ 4.44م) من سطح الأرض ،و يمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة ، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق و الموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل محلات تجارية ونادي رياضي ونادي ألعاب وقاعة طعام.



الشكل (2-5) مسقط الطابق الأول

4.4.2 طابق التمديدات:

تبلغ مساحة هذا الطابق1597 م^2 على منسوب (7.96+) من سطح الارض، يحتوي هذا الطابق على التمديدات اللازمة للمبنى سواء تمديدات كهربائية او صرف صحي. يتميز الطابق بسهولة الحركة فيه حتى يتمكن الطاقم من عمل الصيانة اللازمة واعمال التنظيفات.



الشكل (2-6) مسقط طابق التمديدات الكهربائية

5.4.2 الطابق الثاني:

تبلغ مساحة هذا الطابق 1354 م^2 على منسوب (+10.35 م) من سطح الأرض ،و يمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته ،فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق و الموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل غرف فندقية وملحقاتها.

الشكل (2-7) مسقط الطابق الثاني

6.4.2 الطابق الثالث:

تبلغ مساحة هذا الطابق 1354 م2 على منسوب (+13.56) من سطح الأرض و يمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة ،فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق و الموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل غرف فندقية وملحقاتها.

الشكل (2-8) مسقط الطابق الثالث

7.4.2 الطابق الرابع:

تبلغ مساحة هذا الطابق 1354 م2 على منسوب (+16.76م) من سطح الأرض و يمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة ،فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق و الموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل غرف فندقية وملحقاتها.

الشكل (2-9) مسقط الطابق الرابع

8.4.2 الطابق الخامس:

تبلغ مساحة هذا الطابق 1354 م2 على منسوب (+19.56م) من سطح الأرض و يمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة ،فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق و الموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل غرف فندقية وملحقاتها .

الشكل (2-10) مسقط الطابق الخامس

9.4.2 الطابق السادس:

تبلغ مساحة هذا الطابق 1008 م2 على منسوب (+23.16 م) من سطح الأرض و يمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة ،فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق و الموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل غرف فندقية وملحقاتها.

الشكل (2-11) مسقط الطابق السادس

5.2 وصف الواجهات:

لا شك في ان الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل انها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات و التي تعكسها الواجهة؛ و هذا يأتي من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة و التي لا بد ان تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ ، او من خلال المناسيب و تفاوتها.

1.5.2 الواجهة الشمالية:

يلاحظ الناظر الى هذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعا للوظيفة التي تؤديها ، و يظهر تداخل الكتل الافقية و الراسية الامر الذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلا عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات و يظهر في الواجهة التراجعات للمبنى.

الشكل (2-12) الواجهة الشمالية

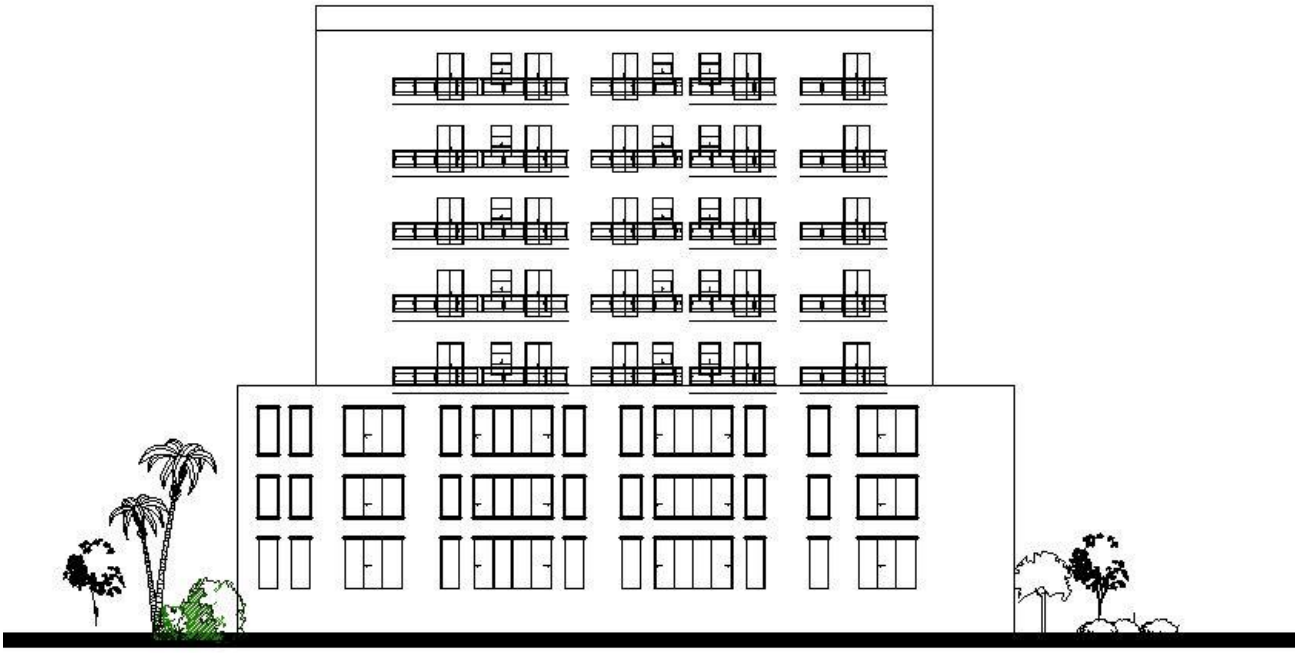
2.5.2 الواجهة الغربية:

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية للمبنى و فيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى . والنظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و هذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى . كما يلاحظ استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات من جهة و قطع الملل من جهة أخرى. ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج و الالمنيوم حيث اضفى على هذه الواجهة جمالا من جهة و من جهة أخرى فان مثل هذه الفتحات تسهم في توفير اضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى.

الشكل (2-13) الواجهة الغربية

3.5.2 الواجهة الشرقية:

يظهر في هذه الواجهة الجانب الخلفي للمبنى ،ويلاحظ الناظر الى هذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعا للوظيفة التي تؤديها ، و يظهر تداخل الكتل الافقية و الراسية الامر الذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلا عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات و يظهر في الواجهة التراجعات للمبنى.



الشكل (2-14) : الواجهة الشرقية

4.5.2 الواجهة الجنوبية:

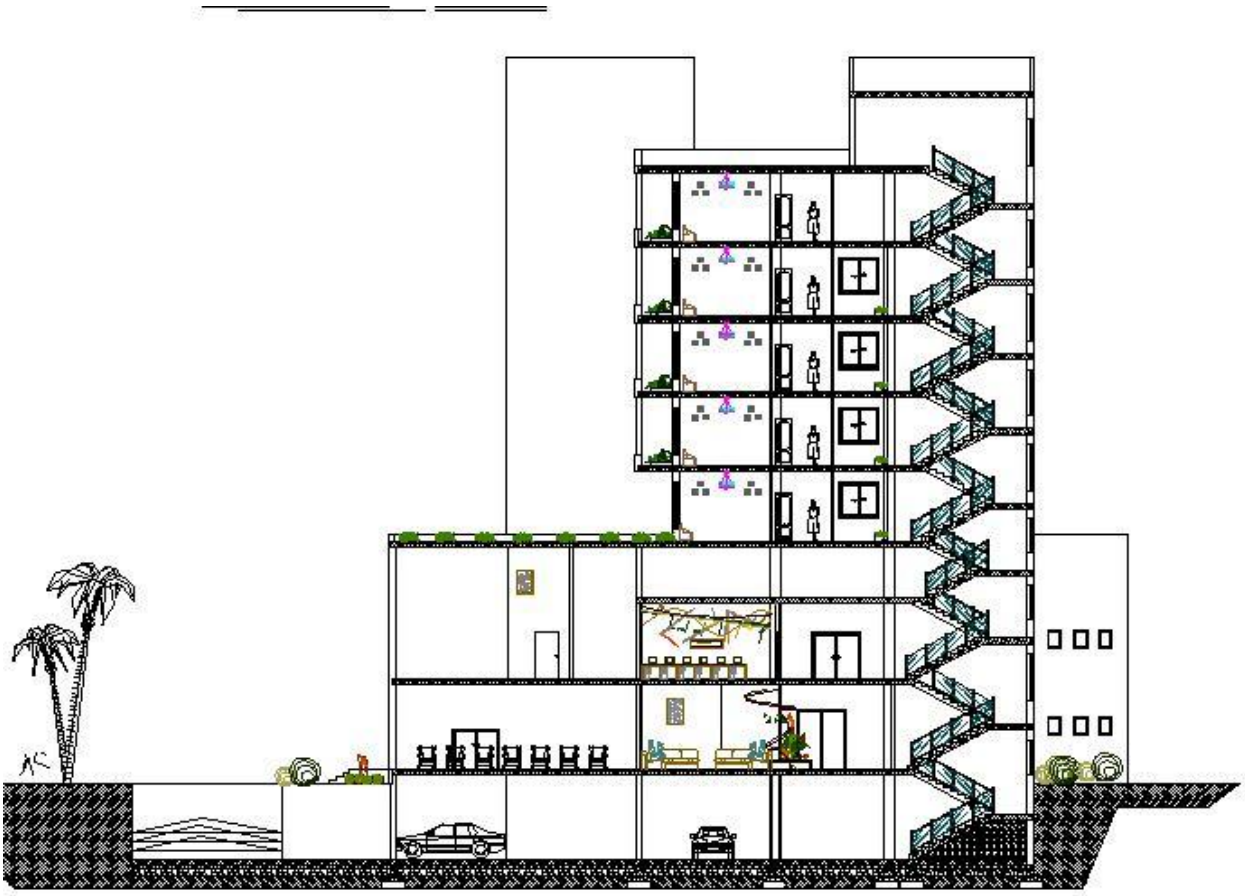
يظهر في هذه الواجهة المدخل الاخر للمبنى . والنظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و هذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى . كما يلاحظ استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات من جهة و قطع الملل من جهة أخرى. ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج و الالمنيوم حيث اضفى على هذه الواجهة جمالا من جهة و من جهة أخرى فان مثل هذه الفتحات تسهم في توفير اضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى.

الشكل (2-15) : الواجهة الجنوبية

6.2 وصف الحركة:

تأخذ الحركة اشكالا عدة سواء من خارج المبنى باتجاه الداخل، او الحركة داخل المبنى نفسه؛ فالحركة من خارج المبنى الى داخله تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى والمنسوب الداخلي. اذ يمكن الدخول للمبنى من مكانين: مكان لدخول السكان و الموظفين الطابق الأرضي مباشرة ومكان من طابق التسوية لدخول السيارات ومن ثم الى الطابق الارضي،

اما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم الى حركة افقية داخل الطابق الواحد وحركة راسية بين الطوابق المختلفة باستخدام المصاعد والادراج.



الشكل (2-16) : قطاع A-A

الشكل (2-17) : قطاع B-B

الفصـل الثالث

الوصف الإنشائي

3

3-1 مقدمة

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي.

3-4 الأحمال.

3-5 الاختبارات العملية.

3-6 العناصرالإنشائية المكونة للمشروع.

3-7 فواصل التمدد.

3-8 النظام الميكانيكي للمشروع.

3-9 برامج الحاسوب.

3-1 مقدمة

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الإنتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفاً دقيقاً 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 آمناً, ونحافظ على التصاميم المعمارية.

3-2 الهدف من التصميم الانشائي

التصميم الإنشائي عبارة عن 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 آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
- التكلفة الاقتصادية(Economical):- وهي تحقيق اكبر 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 الانشائي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:-

1. المرحلة الأولى :-

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

2. المرحلة الثانية:-

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

4-3 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 المقدار والموقع , 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 , والجدول (3-1) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع.

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	الخرسانة المسلحة	25
3	الطوب	10
4	القصارة والمونة	22
5	الرمل	16

جدول (3-1) : الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

(Partition load) =1.5 N/m^2

3-4-2 الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الأجهزة ، والمعدات واحمال التنفيذ كالخشب والمعدات وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة , والجدول (3-2) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي(KN/m^2)
1	الغرف الفندقية والحمامات	2
2	الاستراحة والبلياردو	2
3	المطابخ وغرف الغسيل	3
4	القاعات والمسارح	5
5	قاعات التجمع بمقاعد ثابتة	4
6	قاعات المشروبات	5
7	الأدراج والممرات والبسطات	4

جدول (3-2) : الأحمال الحية لعناصر المبنى.

3-4-3 الأحمال البيئية :-

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

3-4-3-1 أحمال الرياح :

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزاءها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع(KN/m^2). وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.

3-4-3-2أحمال الثلوج :

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر، وعلى شكل السقف , ويتم تحديدها باستخدامكوداتالبناء المختلفة , من خلال جداول تأخذ ارتفاع المُنشأ عن سطح البحر و زاوية ميل السقف كأساس لتحديد قيمة القوى التي تؤثر بها على المنشأ.

و الجدول التالي يبين قيم أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر مأخوذا من كود البناء الأردني.

الارتفاع عن سطح "h"(المتر)	احمال الثلوج(KN/m^2)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250)/1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

جدول (3-3) :أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

استنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر,و الذي يساوي (920م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالاتي:-

$$s_L = \frac{h - 400}{400}$$

$$s_L = \frac{920 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.3(KN/m^2)$$

3-4-3-3أحمال الزلازل :

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.

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها, والتي ستستخدم من أجله، لتجنب الآثار الناتجة عن الزلازل مثل:-

- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability)من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

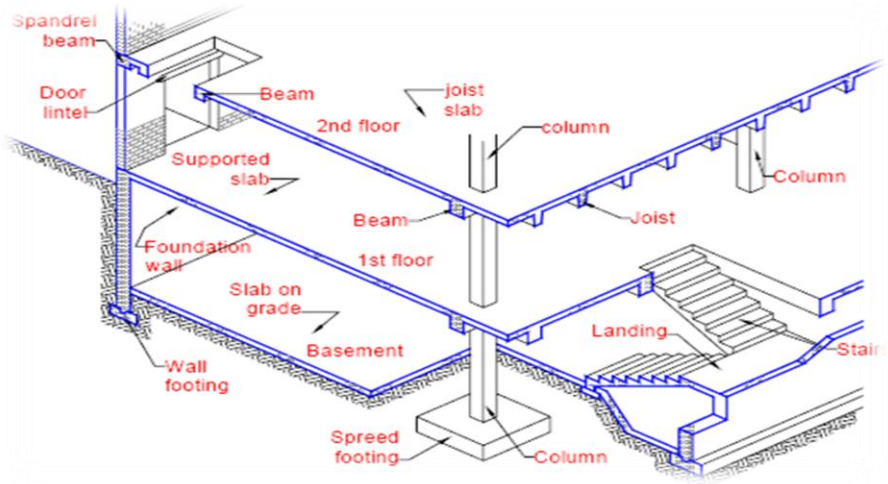
5-3 الاختبارات العملية

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى, عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويقصد 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 اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

6-3العناصر الإنشائية

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء وتشمل:-

العقدات والجسور والأعمدة وجدران القص والأدراج والأساسات.



الشكل (3-1):توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى.

ويحتوي المشروع العناصر التالية:-

3-6-1العقدات :-

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور و الأعمدة و الجدران و الدراج و الأساسات, دون تعرضها إلى تشوهات.

ونظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:-

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :-

- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
- العقدات المصمتة ذات الإتجاهين (Two way solid slab)

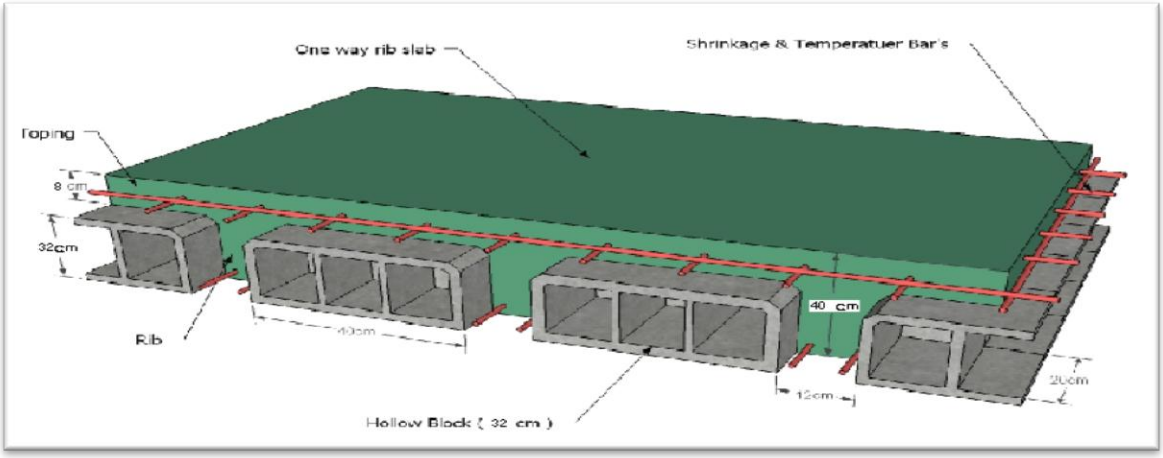
2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :-

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

هذا وتستخدم عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد في تغطية المساحات التي تتراوح فيها الأبعاد بين الأعمدة من 5 الى 6 متر , أما عقدات العصب ذات الاتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبياً, و في التصميم الانشائي لهذا المشروع سنستخدم كلا النوعين.

3-6-1-1عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slabs) :

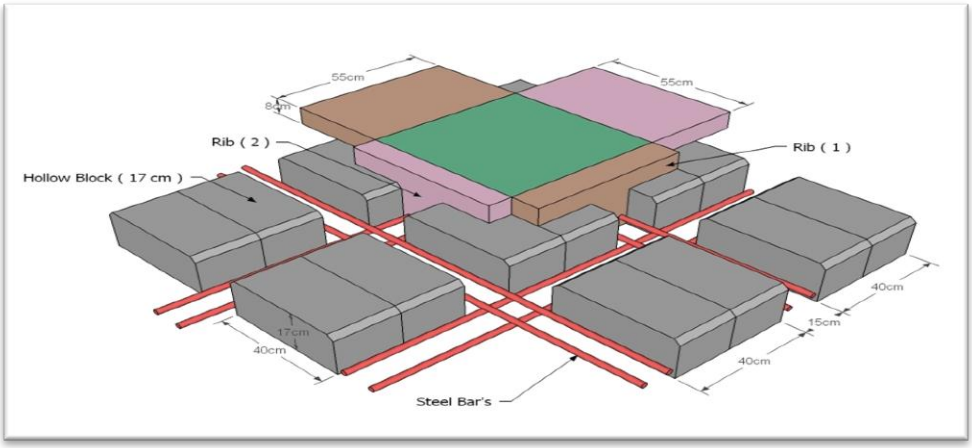
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب, ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-3).



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

3-6-1-2عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs) :

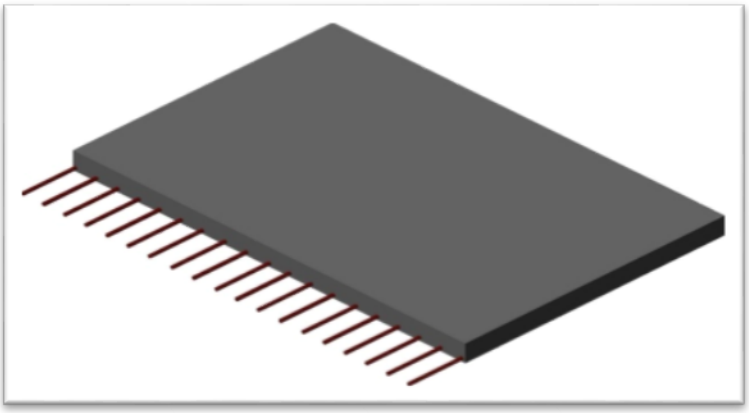
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين, ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين و عصب في الاتجاهين, كما يظهر في الشكل (3-4).



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

3-1-6-3 العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد (One way solid slabs) :

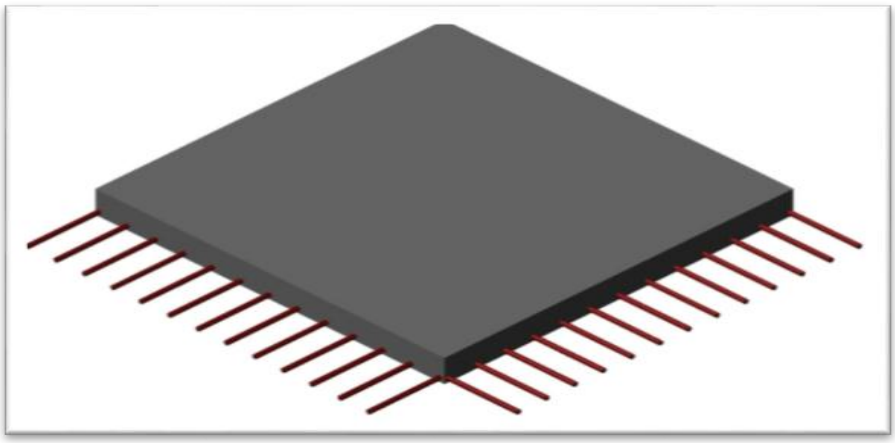
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الديناميكية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماكة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج ، كما في الشكل (3-5) .



الشكل (3-4) : العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد.

4-1-6-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slabs) :

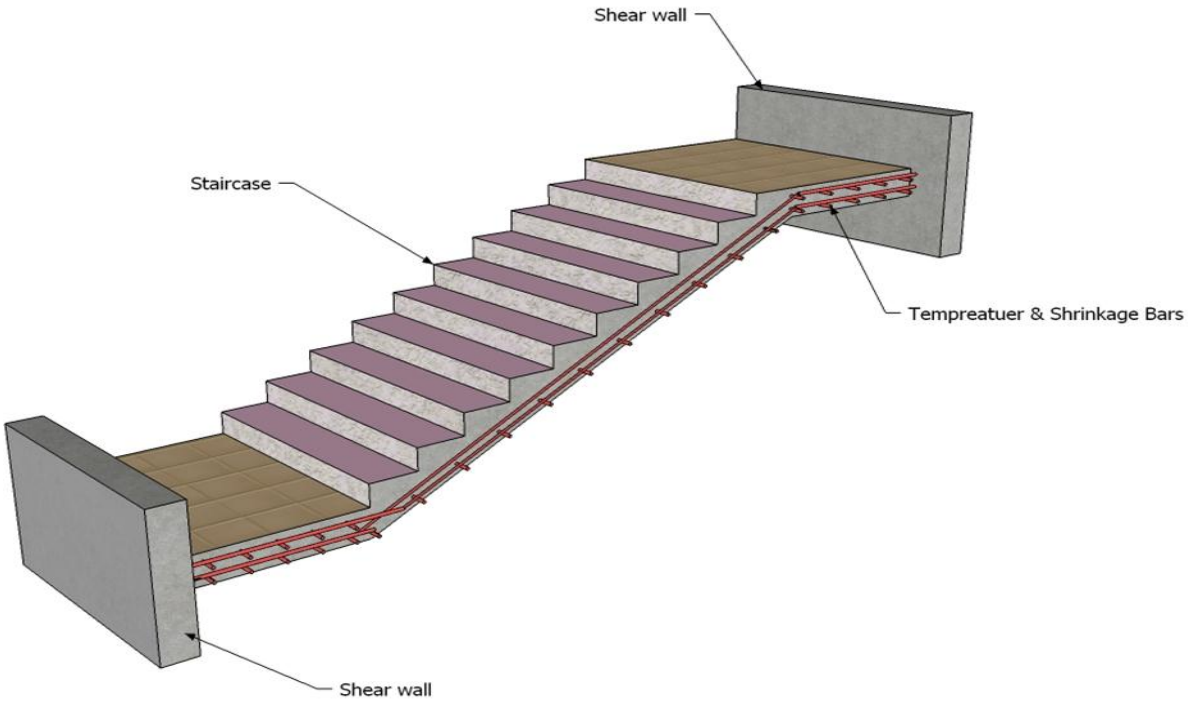
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (3-6).



الشكل (3-5) : العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

2-6-3 الأدراج :-

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد كما في الشكل (3-7).



الشكل (3-6):الدرج.

3-6-3الجسور :-

وهي عناصرإنشائية أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة, حيث تقسم الى:-

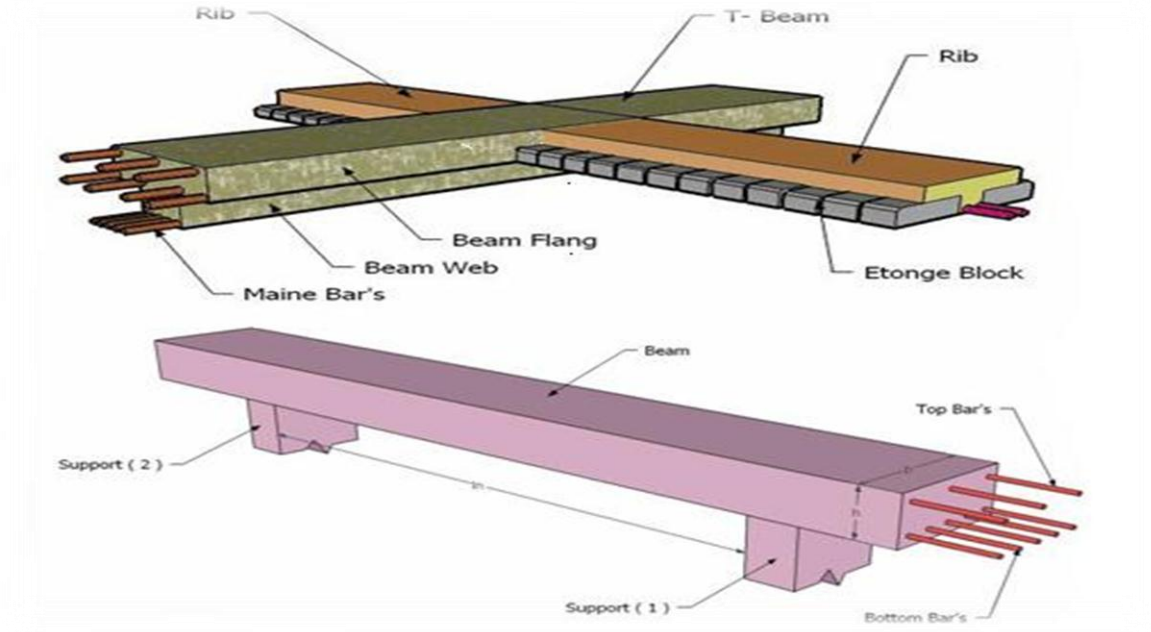
1- جسور مسحورة (Hidden Beam).

وهي التي يكون ارتفاعها مساوي لارتفاع العقدة.

2- جسورساقطة (Dropped Beam).

وهي التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة, ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي أوالعلوي وتسمىL-sectionأوT-section.

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر, وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (3-8) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



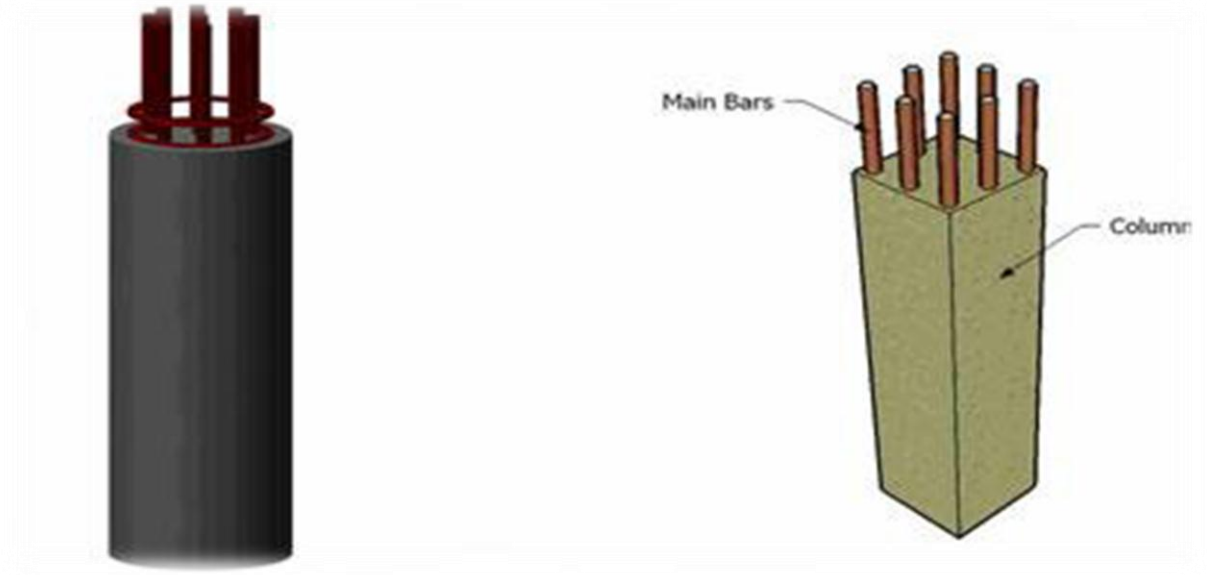
الشكل (3-7):أنواع الجسور المستخدمة في المشروع.

3-6-4 الأعمدة:-

هي عناصر إنشائية أساسية ورئيسية في المنشأ, حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور, وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة, ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي أساسي, ويجب 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 الى ثلاث انواع وهي :- المستطيلة والدائرية والمربعة وفي هذا المشروع تم استخدام النوعين المستطيلي و الدائري كما هو مبين في الشكل (3-9).

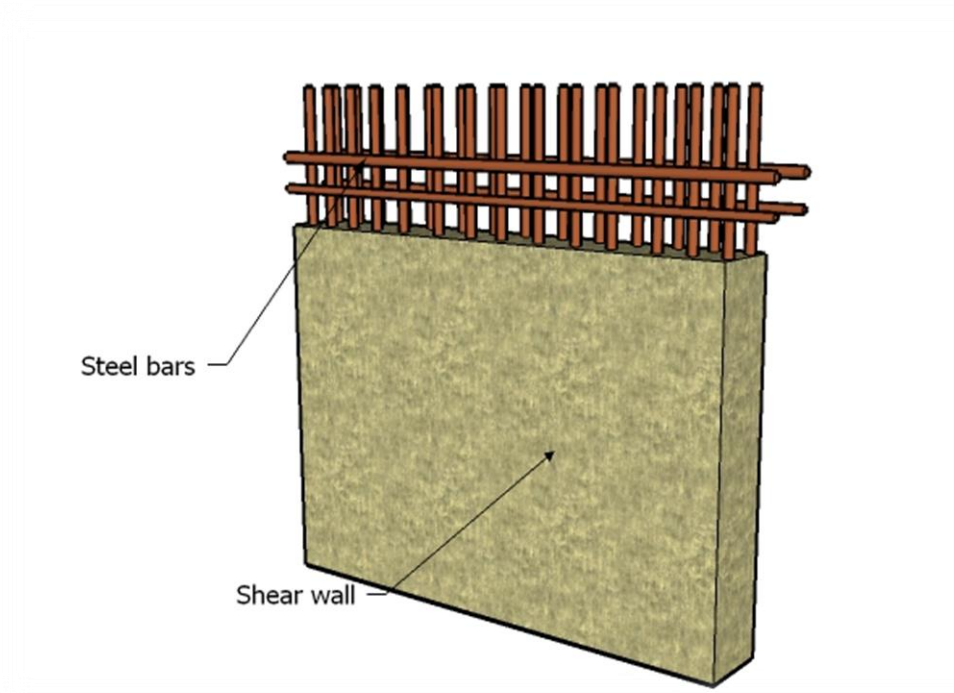


الشكل (3-8) : أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع.

3-6-5جدران القص:-

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها

جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل (3-10) يبين جدار قص مسلح الشكل.



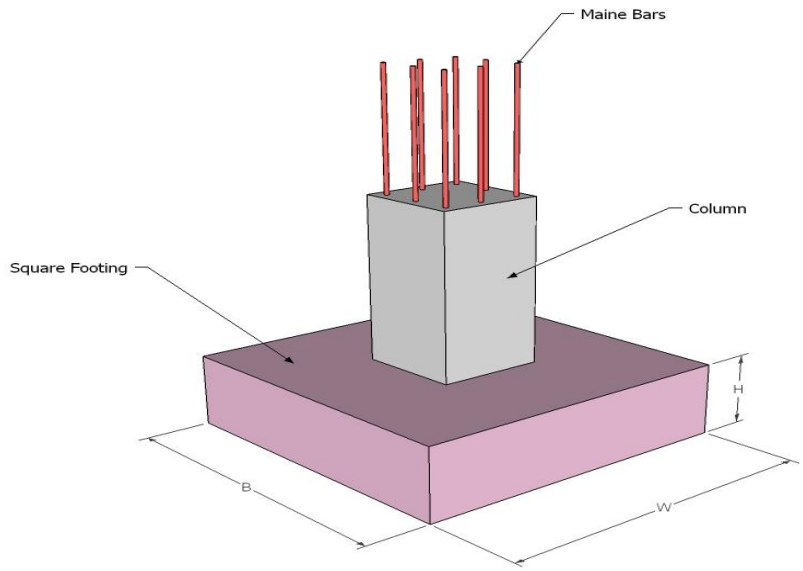
الشكل (3-9) : جدار قص.

3-6-6الأساسات:-

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 Foundation).
2- أساسات مزدوجة(Combined Foundation).
3- أساسات شريطية(Strip Foundation).
4- أساسات البلاطة (Mat Foundation).

وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها.



الشكل (3-10):الأساسات.

3-7 فواصل التمدد

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً, وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها, وينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها, وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:-

1) (40m)في المناطق ذات الرطوبة العالية.
2) (36m)في المناطق ذات الرطوبة العادية.
3) (32m)في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
4) (28m)في المناطق الجافة.

كمايجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3 سم)

3- 8 برامج الحاسوب التي تم استخدامها

1. AutoCAD (2014) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
3. Microsoft Excel XP.
4. Atir 12.
5. Google Sketch UP 2015.
6. Safe
7. Etabs
8. Sap 2000
9. Staad Pro

Chapter Four
4
Structural Analysis and Design

4.1 Introduction.

4.2 Design method and requirements.

4.3 Check of minimum thicknesses of structural members.

4.4 Design of topping.

4.5 Design of rib (5).

4.6 Design of Beam (Beam 149) at the Electrical wiring Floor Slab.

4.7 Design of One Way Solid Slab.

4.8 Design of Two Way Solid Slab.

4.9 Design of Two Way rib Slab.

4.10 Design of Column (GD).

4.11 Design of Isolated Footing (F4).

4.12 Design of Shear Wall (SW1).

4.13 Design of stairs.

4.14 Design of Basement Wall.

4.1 Introduction:

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

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

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

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

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m^3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m^3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m^3.

4.2 Design method and requirements:

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI_code (318_011)**.

✓ **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 ≥ strength required to carry factored loads.

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

- ✓ Code: ACI 2011
  UBC 97
- ✓ Material:

Concrete: B300…. (fc'= 30*0.8 = 24MPa) .

Reinforcement: 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:
W_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L **ACI-code-318-11(9.2.1).**

4.3 Check of minimum thickness of structural member:

TABLE 9.5(a) — MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED. (ACI 318M-11)

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

Table (4.1): Check of minimum thickness of structural members

For rib:
h_{min} =L /18.5 = 6.15/18.5=33.24 cm "One end continuous"

h_{min} =L /21 = 5.8/21 = 27.62cm "Both ends continuous"
select: 35 cm thickness with 27cm block and 8cm topping.

For beam:
h_{min} =L/18.5=3.9/18.5=22 cm "One end continuous"
h_{min} =L/21=4.4/21=21.1 cm "Both ends continuous"
Select h=35cm.

4.4 Design of topping:

✓ Statically system for topping:

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

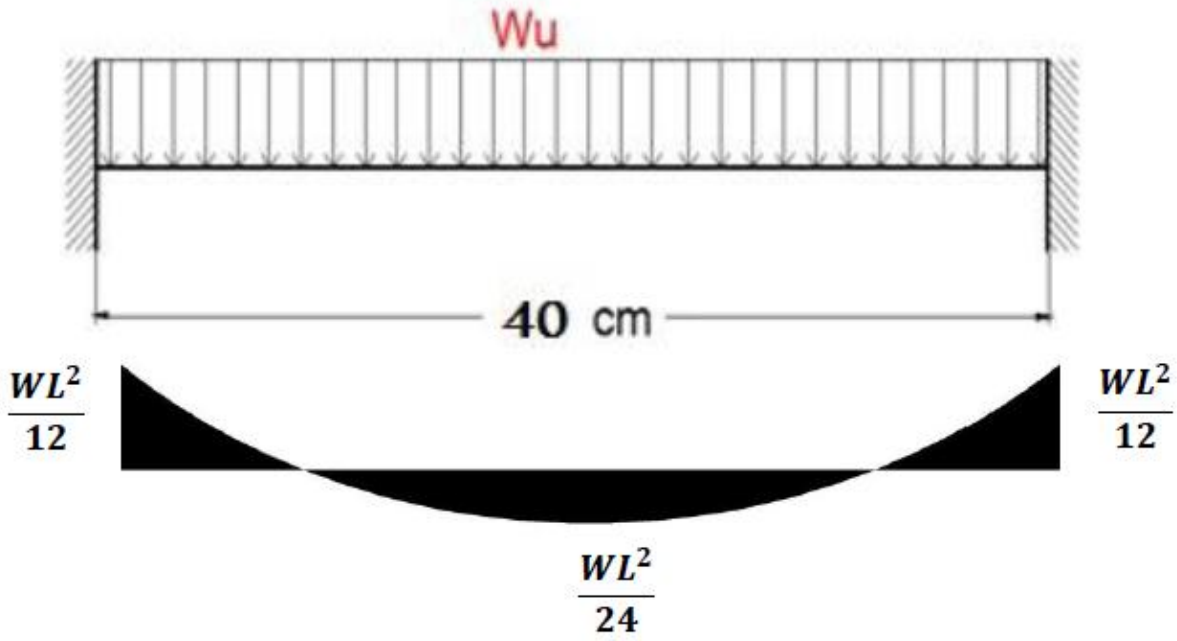


Fig 4.1: topping load and moment diagram.

For the topping, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

Table (4 – 2) Dead load calculation for topping

No.	Parts of Rib	Calculation
1	**Tiles**	0.03*23= 0.69 KN/m
2	**Mortar**	0.02*22= 0.44 KN/m

3	**Coarse Sand**	0.07*17= 1.19 KN
4	**Topping**	0.08*25= 2 KN/m
5	**Partitions**	1*1.5= 1.5 KN/m/
		Sum = 5.82KN/m

Nominal total dead load = 5.82KN/m^2.
Nominal total live load in room and bathroom = 2KN/m^2
Nominal total live load in corridor = 4KN/m^2.
Nominal total live load in stage = 5KN/m^2.

Design of topping for ribbed slab as a plain concrete section:-

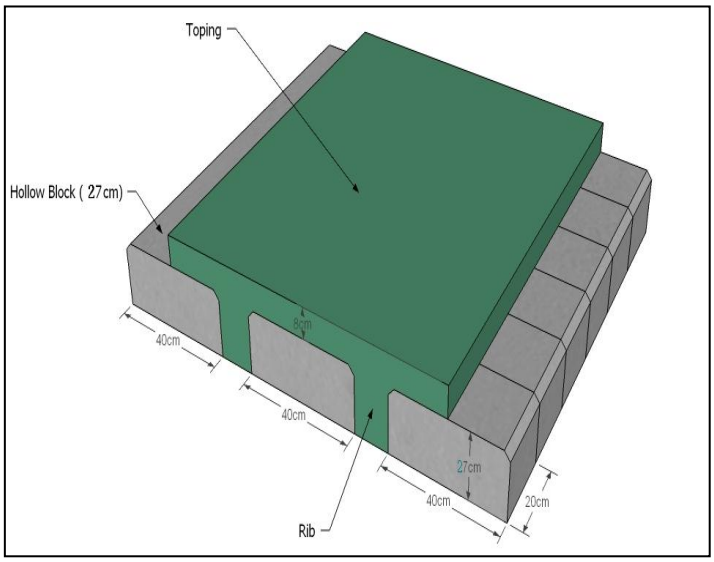


Fig. (4-2): Topping of one way rib slab

W_u = 1.2×D+1.6×L
= 14.984 KN/m. (Total factored load)

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = 0.199 \text{ KN.m}$$

Check the strength condition for plain concrete $\emptyset M_n > M_u$ *where* $\emptyset = 0.55$

$M_n = 0.42\lambda\sqrt{fc}$ Sm (ACI 22.5.1, EQUATION 22-2)

Where Sm=b.h2/6 $\lambda = 1$

$\emptyset M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 1000 * 80^2/6 = 1.207$ KN.m

$\emptyset M_n = 1.207$ KN.m $> M_u = 0.199$KN.m

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:-

$\rho = 0.0018$ *ACI -318-11(9.6.1.2)*

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

Step (s) is the smallest of :

1. 3h = 3×80 =240 mm ***control by*** **ACI 10.5.4**
2. 450mm.
3. $S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) - 2.5 .20 = 330mm$ **ACI 10.6.4 OR**

   $S \leq 300\left(\frac{280}{f_s}\right) = 300\ mm$

∴ Use Ø8 @ 20 cm in both directions.

Checks shear strength:

$V_u = \frac{q_u * l}{2} = 2.88\ KN.m$

$\emptyset * Vc = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1 * 80 = 49\ KN$

49 >2.88

∴ No shear reinforcement is required.

4.5 Design of rib:

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

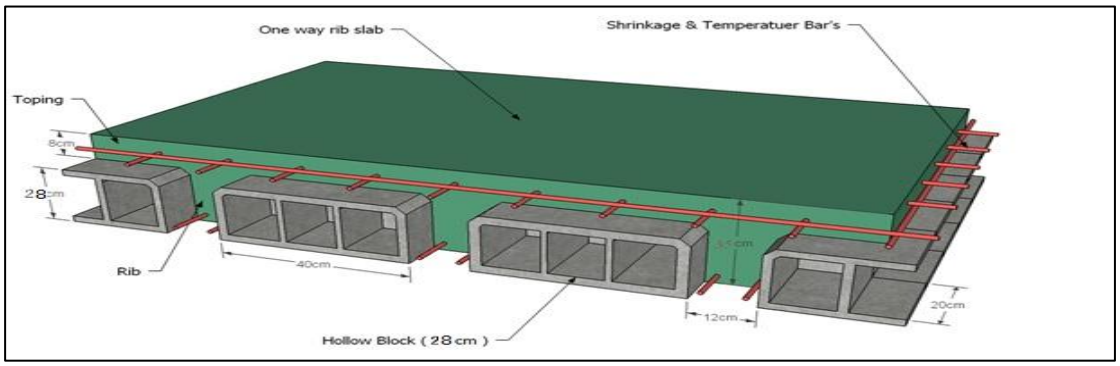


Fig. (4-3): One way rib slab

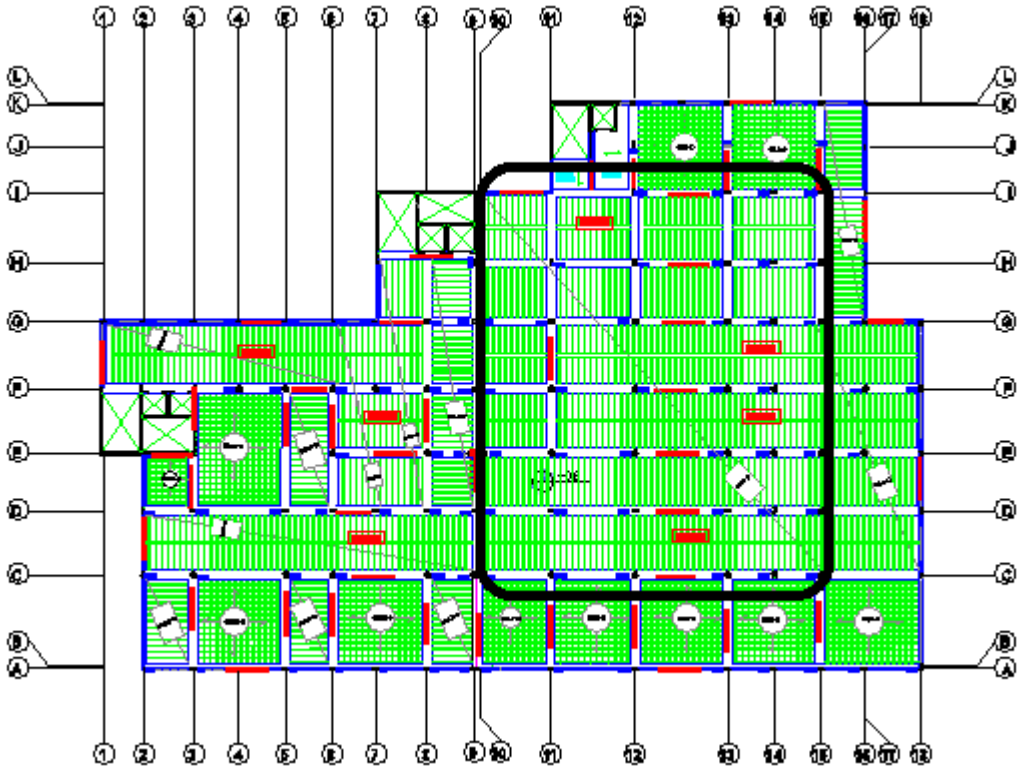


Fig 4.4: Rib 5 in basement floor.

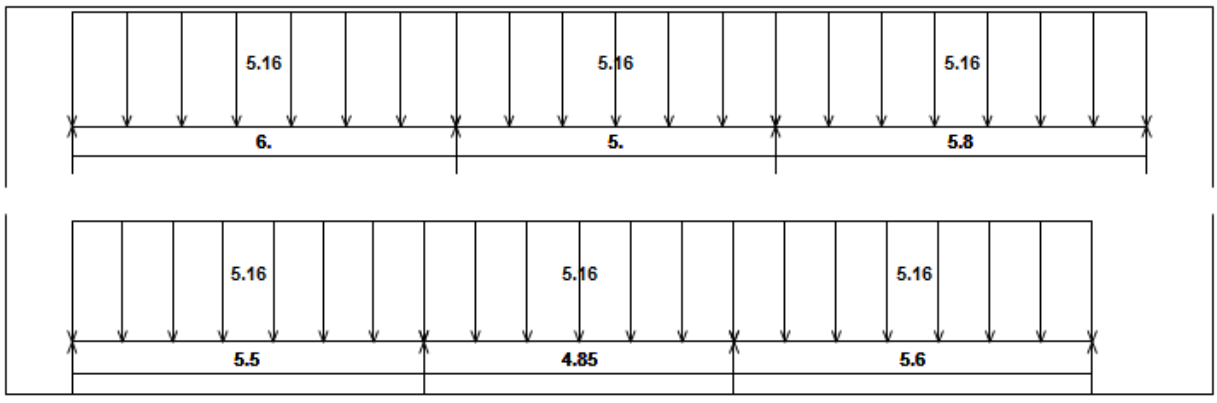


Fig 4.5: Dead load on the rib.

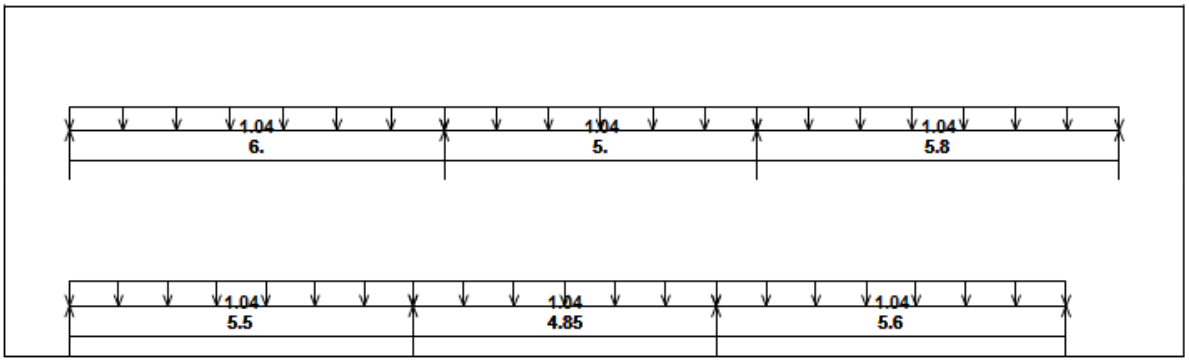


Fig 4.6: Live load on the rib.

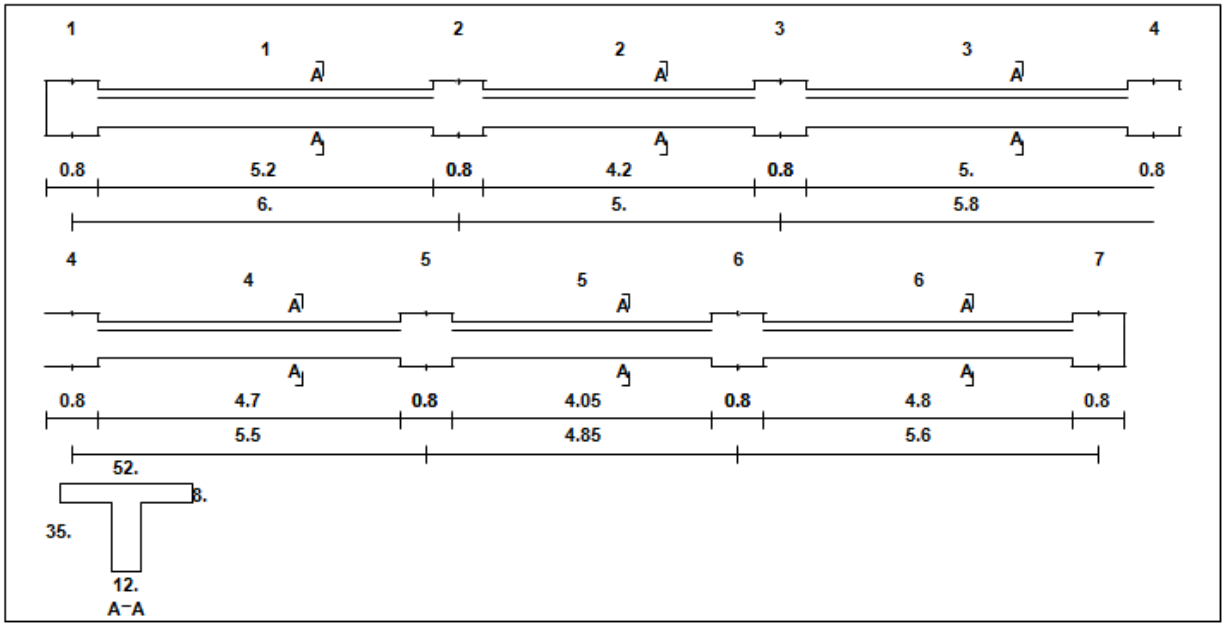


Fig 4.7: Geometry of rib and it's dimension.

Reactions

Factored

Dead R	15.07	39.14	30.91	37.19	29.32	37.17	13.99
Live R	4.39	11.38	10.37	11.18	9.96	10.8	4.12
Max R	19.47	50.53	41.28	48.36	39.28	47.96	18.11
Min R	14.73	42.66	33.67	41.41	31.95	40.63	13.63
Service							
Dead R	12.56	32.62	25.76	30.99	24.43	30.97	11.66
Live R	2.75	7.11	6.48	6.99	6.23	6.75	2.57
Max R	15.31	39.74	32.24	37.97	30.66	37.72	14.23
Min R	12.35	34.82	27.48	33.63	26.08	33.14	11.43

Fig 4.8: Reactions of rib (live and dead).

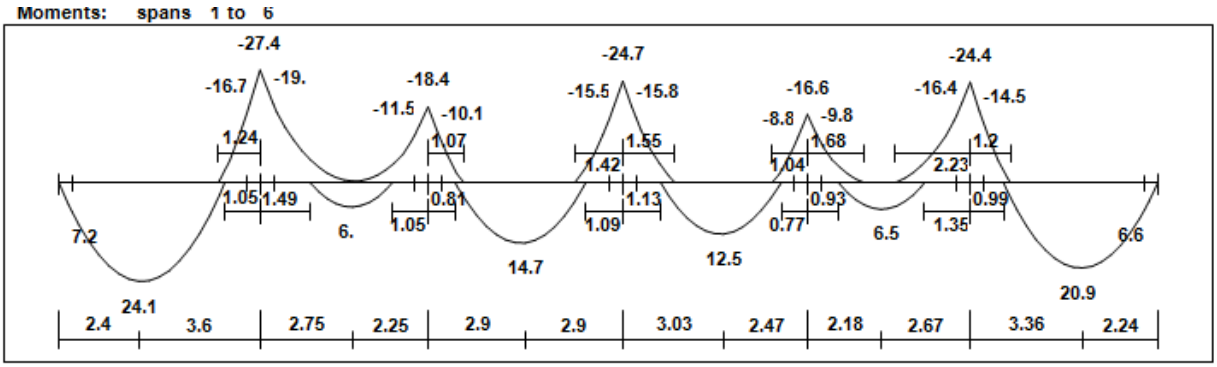


Fig 4.9: Moment diagram of rib.

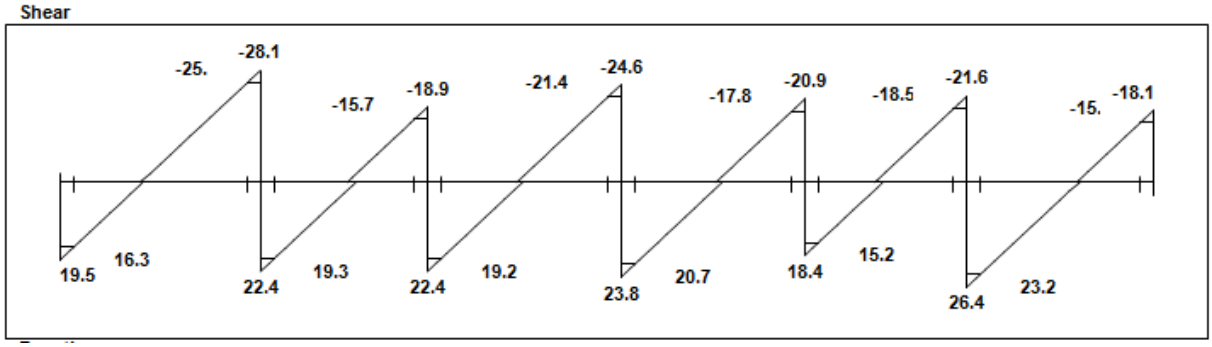


Fig 4.10: Shear diagram of rib.

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

bw ≥ 10cm……**ACI(8.13.2)**

Select bw=12 cm

h ≤ 3.5*bw ……..…**ACI(8.13.2)**

Select h=35cm<3.5*12= 49 cm

tf≥ Ln/12≥50mm ……..**ACI(8.13.6.1)**

Select tf=8cm

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

Table (4 – 3) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No.	Material	Quality Density KN/m^3	Calculation		
1	**Topping**	25	0.52×0.08×25 = 1.04		
2	**Rib**	25	0.27×0.12×25 = 0.81		
3	**Sand**	17	0.52×0.07×17 = 0.6188		
4	**Mortar**	22	0.52×0.02×22 =0.2288		
5	**Tile**	23	0.52×0.03×23 =0.3588		
6	**Plaster**	22	0.52×0.02×22 =0.2288		
7	**Block**	10	0.4×0.27×10 = 1.08		
8	**Partitions**	1.5	1.5×0.52 = 0.78		
			∑ =	5.145	KN/m/rib

L = 2.5*0.52 = 1.3KN/m

Qu = 1.2* D = 6.17 KN/m
1.6*L = 4.16 KN/m

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

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

= L (smallest span) / 4 = 420/ 4 =105 cm b_E

= 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm b_E

= $b_e \leq$ center to center spacing between adjacent beams = 52 cm ***Control*** b_E

For T-section = 52cm. b_E

Design of Rib (5):-

✓ Moment Design for (R 5):-

Design of Positive Moment:-

4.5.1 Design of Positive Moment for (Span1) :-(Mu=24.1 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

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

$M_{nf} = 0.85.f_c'.b_e.a_f.(d - \frac{a_f}{2})$

$= 0.85 \times 24 \times 0.52 \times 0.08 \times \left(0.314 - \frac{0.08}{2}\right) \times 10^3 = 233.4 KN.m$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{24.1}{0.9} = 26.77 KN.m$, the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{24.1 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 314^2} = 0.522\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.522}{420}}\right) = 0.00126$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00126 \times 520 \times 314 = 205.6\ mm^2$

Check for As min:-

$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.22\ mm^2$

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126 mm^2$ **controls**

As_{req}= 205.6 mm^2 >As_{min}= 126 mm^2 **OK**

Use 2 ø 12 ,$A_{s,provided}$= 2*113.1=226.2mm^2>$A_{s,required}$= 205. mm^2 …. Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c^{'}} = \frac{226.2\times420}{0.85\times520\times24} = 8.96\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.96}{0.85} = 10.54\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314\ -10.54}{10.54}\right) = 0.0864 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4.5.2 Design of Positive Moment for (Span2) :- (Mu=6 KN.m)

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$$

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

$$M_{nf} = 0.85.\ f_c^{'}.\ b_e.\ \beta_f.\ (d - \frac{\beta_f}{2})$$

$$= 0.85 \times 24 \times 0.52 \times 0.08 \times \left(0.314 - \frac{0.08}{2}\right) \times 10^3 = 233.4\text{KN.m}$$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{24.1}{0.9}$= 26.77KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{6\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.13\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.13}{420}}\right) = 0.00031$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00031 ×520×314 = 50.78 mm^2

Check for As min:-

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.22\ mm^2$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126 mm^2$$ **controls**

As_{req}= 50.78 mm^2 < As_{min}= 126 mm^2 **OK**

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 2*78.53=157.1mm^2>$A_{s,required}$= 50.78 mm^2 …. Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{157.1\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.31\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314\ -7.31}{7.31}\right) = 0.125 > 0.005$$ ***0k***

4.5.3 Design of Positive Moment for (Span3):- (Mu=14.7KN.m)

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

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

$M_{nf} = 0.85.f_c'.b_e.a_f.(d - \frac{af}{2})$

$= 0.85 \times 24 \times 0.52 \times 0.08 \times \left(0.314 - \frac{0.08}{2}\right) \times 10^3 = 233.4 KN.m$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{24.1}{0.9}$= 26.77KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{14.7\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.318\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.318}{420}}\right) = 0.000765$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.000765 ×520×314 = 124.84 mm^2

Check for As min:-

$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.22\ mm^2$

$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126 mm^2$ **controls**

As_{req}= 124.83 mm^2 < As_{min}= 126 mm^2 **OK**

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 2*78.5=157mm^2>$A_{s,required}$= 124.83 mm^2 …. Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 40\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c^{'}} = \frac{157.1\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.31\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314\ -7.31}{7.31}\right) = 0.125 > 0.005 \qquad \mathbf{0k}$$

4.5.4 Design of Positive Moment for(Span4):- (Mu=12.5KN.m)

d =h- cover - $d_{stirrups}$– $\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

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

$M_{nf} = 0.85.\ f_c^{'}.\ b_e.\ \beta_f.\ (d - \frac{\beta_f}{2})$

$= 0.85 \times 24 \times 0.52 \times 0.08 \times \left(0.314 - \frac{0.08}{2}\right) \times 10^3 = 233.4\text{KN.m}$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{24.1}{0.9}$= 26.77KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{12.5\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.270\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.270}{420}}\right) = 0.00064$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00064×520×314 = 106 mm^2

Check for As min:-

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.22\ mm^2$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126 mm^2$$ **controls**

As_{req}= 106 mm^2 < As_{min}= 126 mm^2 **OK**

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 2*78.5=157mm^2>$A_{s,required}$= 106 mm^2 …. Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 40\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{157.1\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.31\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314\ -7.31}{7.31}\right) = 0.125 > 0.005$$ ***0k***

4.5.5 Design of Positive Moment for (Span5) :- (Mu=6.5 KN.m)

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$$

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

$M_{nf} = 0.85.f_c'.b_e.\square_f.(d-\frac{\square_f}{2})$

$= 0.85\times 24\times 0.52\times 0.08\times\left(0.314-\frac{0.08}{2}\right)\times 10^3 = 233.4\text{KN.m}$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{24.1}{0.9}$= 26.77KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{6.5\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.140 Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.140}{420}}\right) = 0.00033$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00033\times520\times314 = 54.6\ mm^2$

Check for As min:-

$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.22\ mm^2$

$A_s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126 mm^2$ **controls**

As_{req}= 54.6 mm^2 < As_{min}= 126 mm^2 **OK**

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 2*78.5=157mm^2>$A_{s,required}$= 54.6 mm^2 …. Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 40\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{157.1\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22mm$

$x = \frac{a}{\square_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.31\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314\ -7.31}{7.31}\right) = 0.125 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4.5.6 Design of Positive Moment for (Span6) :- (Mu=20.9KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

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

$M_{nf} = 0.85.\ f_c'.\ b_e.\ \square_f.\ (d - \frac{\square_f}{2})$

$$= 0.85 \times 24 \times 0.52 \times 0.08 \times \left(0.314 - \frac{0.08}{2}\right) \times 10^3 = 233.4\text{KN.m}$$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{24.1}{0.9} = 26.77$KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{20.9\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.453\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.453}{420}}\right) = 0.0011$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0011 \times520\times314 = 178.1mm^2$

Check for As min:-

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.22\ mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126 mm^2$$ **controls**

As_{req}= 178.2mm^2 >As_{min}= 126 mm^2 **OK**

Use 2 ø 12 ,$A_{s,provided}$= 2*113.1=226.2mm^2>$A_{s,required}$= 178.1 mm^2 …. Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times520\times24} = 8.96\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.96}{0.85} = 10.54\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314\ -10.54}{10.54}\right) = 0.0864 > 0.005$$ ***0k***

Design of Negative Moment:-

4.5.7 Design of Negative Moment for(Support1):- (Mu=-19 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{19\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 1.78\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.453}{420}}\right) = 0.0044$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0044 \times120\times314 = 165.8mm^2$

Check for As min:-

$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.22$

mm^2

$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126 mm^2$ **controls**

$As_{req} = 165.8mm^2 > As_{min} = 126\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø 12 ,$A_{s,provided} = 2*113.1 = 226.2mm^2 > A_{s,required} = 165.8\ mm^2$ …. Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\,f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times120\times24} = 38.8mm$

$x = \frac{a}{\square_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.65\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314\ -45.65}{45.65}\right) = 0.0176 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4.5.8 Design of Negative Moment for(Support2):- (Mu=-11.5 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{11.5\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 1.07Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.453}{420}}\right) = 0.00262$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0044\times120\times314 = 99.04\ mm^2$

Check for As min:-

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ \textbf{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.22\ mm^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126mm^2\ \textbf{controls}$$

$As_{req} = 99.04mm^2 < As_{min} = 126\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 2*78.5=157mm^2>$A_{s,required}$= 99.04 mm^2 …. Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{157\times420}{0.85\times120\times24} = 26.93mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.93}{0.85} = 31.7\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314\ -31.7}{31.7}\right) = 0.0267 > 0.005 \qquad \textbf{0k}$$

4.5.9 Design of Negative Moment for(Support3):- (Mu=-15.8 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{15.8\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 1.48Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.48}{420}}\right) = 0.0036$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0036\times120\times314 = 135.65\ mm^2$

Check for As min:-

$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.22\ mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126 mm^2$$ **controls**

As_{req}= 135.65mm^2 > As_{min}= 126 mm^2 **OK**

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 2*78.5=157mm^2>$A_{s,required}$= 135.6 mm^2 …. Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\ f_c'} = \frac{157\times420}{0.85\times120\times24} = 26.93mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.93}{0.85} = 31.7\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314\ -31.7}{31.7}\right) = 0.0267 > 0.005$$ ***0k***

4.5.10 Design of Negative Moment for(Support4):- (Mu=-9.8 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{15.8\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 0.914Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.914}{420}}\right) = 0.0022$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0022\times120\times314 = 84.2\ mm^2$

Check for As min:-

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.22\ mm^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126 mm^2$$ **controls**

$As_{req} = 84.2mm^2 < As_{min} = 126\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided} = 2*78.5 = 157mm^2 > A_{s,required} = 84.2\ mm^2$ …. Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{157\times420}{0.85\times120\times24} = 26.93mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.93}{0.85} = 31.7\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314\ -31.7}{31.7}\right) = 0.0267 > 0.005$$ ***0k***

4.5.11 Design of Negative Moment for(Support5):- (Mu=-16.4 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{16.4 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 314^2} = 1.53 Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.53}{420}}\right) = 0.0038$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0038 \times 120 \times 314 = 143.65\ mm^2$

Check for As min:-

$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.22\ mm^2$

$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126 mm^2$ **controls**

$As_{req} = 143.65 mm^2 > As_{min} = 126\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø 12 ,$A_{s,provided} = 2*113 = 226 mm^2 > A_{s,required} = 143.65\ mm^2$ …. Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 10 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\, f_c'} = \frac{226\times420}{0.85\times120\times24} = 38.77mm$

x$= \frac{a}{\square_1} = \frac{38.77}{0.85} = 45.6\, mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314\ -45.6}{45.6}\right) = 0.0176 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

✓ Shear Design for (R 5):-

V_u at distance d from support= 25 KN (for Span1)
Shear strength V_c, provided by concrete for the joists may be taken 10% greater than for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and closely spaced ribs.**(ACI, 8.13.8).**

$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24}\ \times 120 \times 315 \times 10^{-3} = 40\ KN$

øV_c =0.75×40 =30 KN

0.5 ø V_c =0.5×30 =15 KN

0.5 ø V_c< V_u< ø V_c
V_u> ø V_c

for shear design, shear reinforcement is required ($A_{v,}$),

$Vs_{min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}bw\ d \geq \frac{1}{3}bw\ d$

Vs min$= \frac{1}{16}\sqrt{24} * 120 * 315 * 10^{-3} = 11.57kn$

$Vs_{min} = \frac{1}{3}\ \ bw\ d = \frac{1}{3} * 120 * 315 * 10^{-3} = 12.6kn$

ø(V_c+Vs_{min})= 0.75(40+12.6)=39.45kn

øV_c<Vu <ø (V_c+Vs_{min})

22.96 < 23 <31.4775

for shear design, minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$), Reinforcement.

50.24 = 100.5 mm^2 ×Use stirrups (2 leg stirrups) ø 8 @ 150 mm , A_v = 2

$Av_{min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{fyt} \geq \frac{1}{3}\frac{b_w s}{fyt}$

Av_{min}=100.5 $=\frac{1}{16}\sqrt{24}\frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.145m$

100.5 $=\frac{1}{3}\frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.055m$

S max$\rightarrow\frac{d}{2} = 142mm$

S max $\rightarrow\leq$600mm

Take (2 leg stirrups) ø 8 @ 150 mm

$A_v = \frac{2*50.3}{0.15} = 670.67$ mm^2/m$_{strip}$

4.6 Design Beam (149) at the Electrical wiring Floor Slab:

Material :-

concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2
Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

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

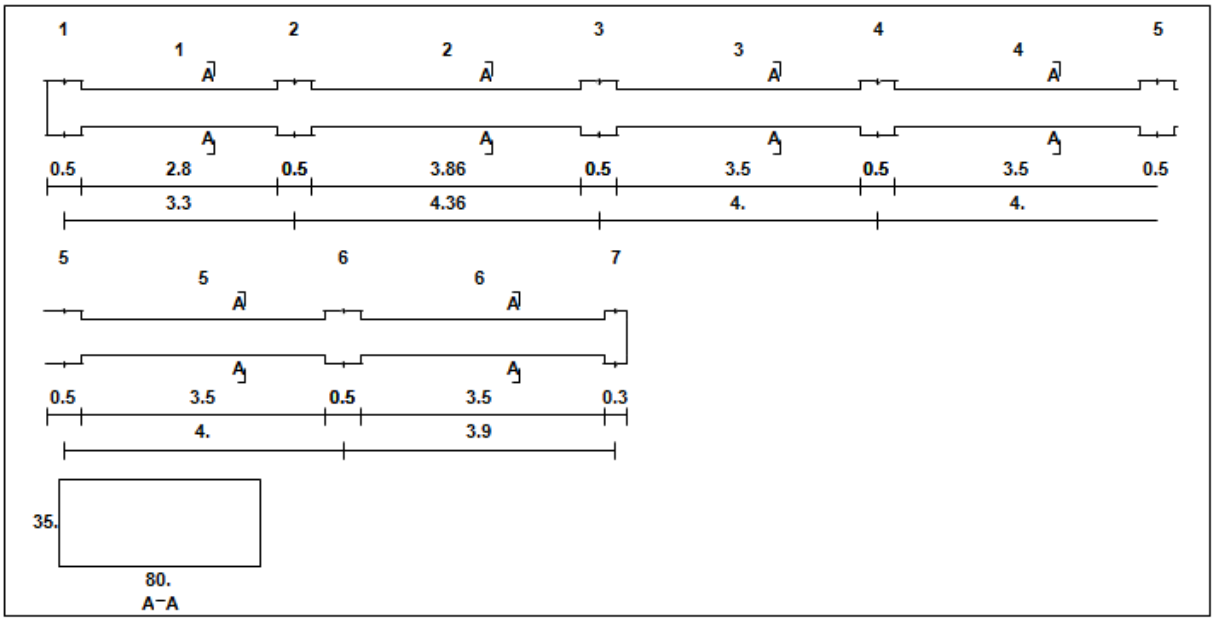


Fig. (4-11) : Beam geometry.

Load of beam :-

Load of this beam come from reaction of Rib57 as following :

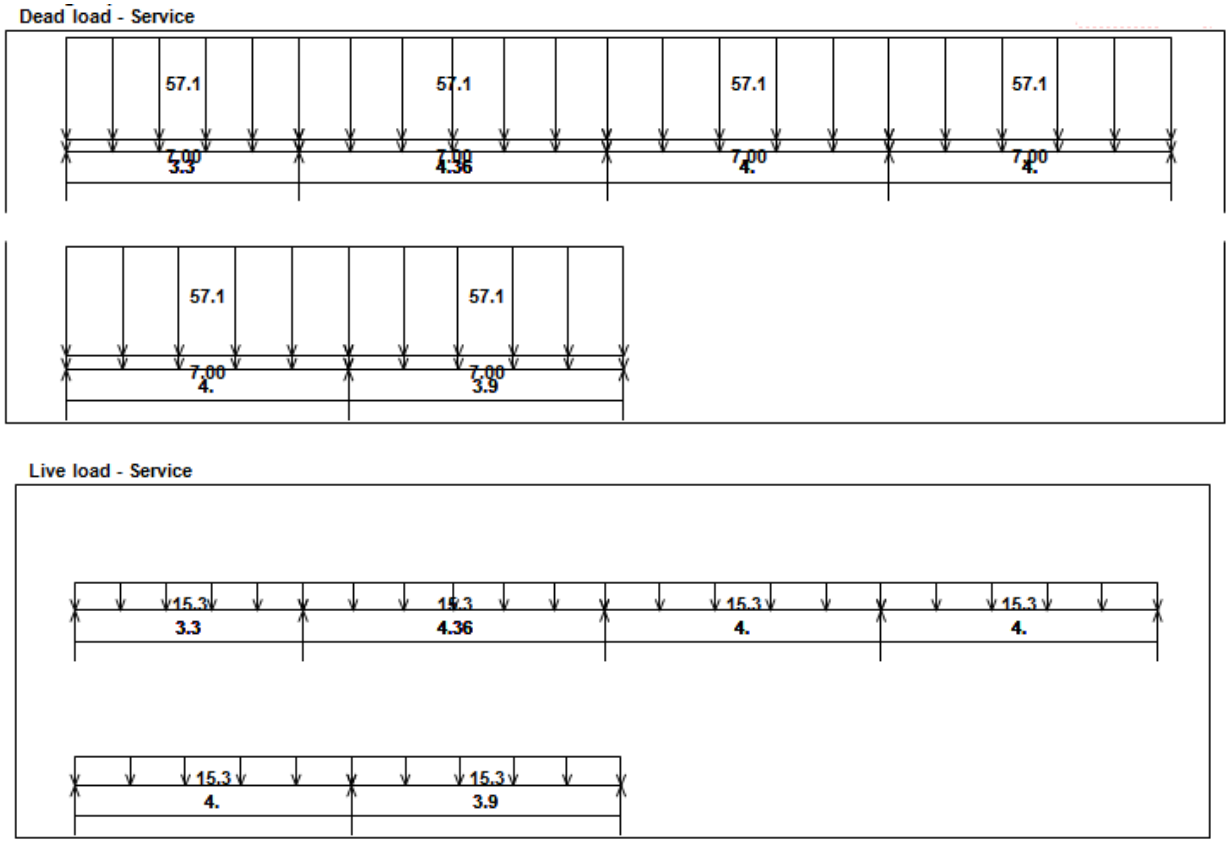


Fig. (4-12) : Load on the beam.

»Self weight of beam = (0.35*0.8) *25 = 7 KN/m

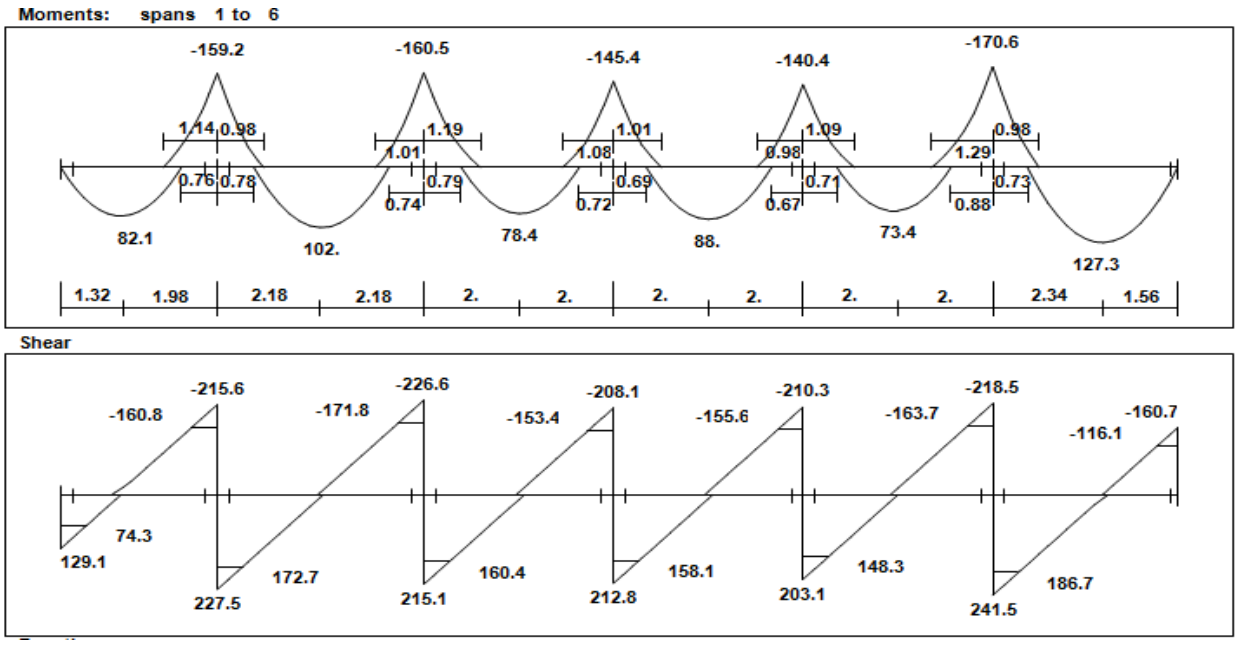


Figure (4-13) :Moment & Shear Diagram in beam

✓ Load Calculations:-

Dead Load Calculations for Beam(B 149):-

The distributed Dead and Live loads acting upon B149 can be defined from the support reactions R57 in Electrical floor.

From Rib 57
The maximum support reaction from Dead Loads for R44 upon B149 is 57.1KN.
Self-weight = 0.8*0.35*25= 7 KN
DL =57.1/ 0.52= 109.8 +7 = 116.8 KN/m

Live Load calculations for Beam (B 149):-

From Rib 57

The maximum support reaction from Live Loads for CE120 upon B149 is 15.3KN.
The distributed Live Load from the Rib 57 on B149.
LL =15.3/ 0.52= 29.4 KN/m.

✓ Moment Design for (B 149):-

Design of Positive Moment

4.6.1 Flexural Design of Positive Moment for(Span1):-(Mu=82.1 KN.m)

Assume bars of Ø 16

Determine of $M_{n,max}$

d =350 – 40 -10 – 16\2 = 292mm

$x = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7}.292 = 125.14mm$

$a = \mathcal{B}.x = 125.14 * 0.85 = 106.37\ mm$

Mn_{max}= 0.85∗ f'_c ∗a *b (d - $\frac{a}{2}$) = 0.85*24*106.37*800*(292-106.37/2) *10^{-6}= 414.57 KN.m

Ø Mn_{max} = 0.9* 414.57= 373.12KN.m >82.8KN.m.

Design as singly reinforcement

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{82.1\times10^6}{0.9\times800\times292^2} = 1.37\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times4.7}{420}}\right) = 0.00338$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00338 \times800\times292 = 786.5\ mm^2$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*292 = 681.19mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*292 = 778.77mm^2$$

$A_s = 778.77mm^2$ **Controls**

Use 4ø 16, $A_{s,provided}$= 804 mm^2 > $A_{s,required}$= 778.77mm^2… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800-40*2-20-(4*16)}{3} = 212\ mm > d_b = 16 > 25 \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{804\times420}{0.85\times800\times24} = 20.96\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{20.96}{0.85} = 24.35mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{292-24.35}{84.75}\right) = 0.0329 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4.6.2 Flexural Design of Positive Moment for(Span2):-(Mu=102 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{102\times10^6}{0.9\times800\times292^2} = 1.6Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.6}{420}}\right) = 0.0041$$

$A_s = \rho.b.d = 0.0041 \times800\times292 = 975.7\ mm^2$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*292 = 681.19mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*292 = 778.77mm^2$$

$A_s = 975.7mm^2$ **Controls**

Use 4ø 18,$A_{s,provided}$= 1016 mm^2>$A_{s,required}$= 975.7mm^2… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800-40*2-20-(4*18)}{3} = 210\ mm > d_b = 18 > 25 \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1016\times420}{0.85\times800\times24} = 26.15\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{26.15}{0.85} = 30.8mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{292-30.8}{30.8}\right) = 0.0254 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4.6.3 Flexural Design of Positive Moment for(Span3):-(Mu=78.4 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{78.4\times10^6}{0.9\times800\times291^2} = 1.27Mpa$$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.27}{420}}\right) = 0.00304$

$A_s = \rho.b.d = 0.00304 \times 800 \times 291 = 710\ mm^2$

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 292 = 681.19 mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 292 = 778.77 mm^2$

$A_s = 778.77 mm^2$ **Controls**

Use 4ø 16, $A_{s,provided} = 804\ mm^2 > A_{s,required} = 778.77 mm^2$… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800 - 40*2 - 20 - (4*16)}{3} = 212\ mm > d_b = 16 > 25$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85 b\ f_c'} = \frac{804 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 20.96\ mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{20.96}{0.85} = 24.43 mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{292 - 24.43}{24.43}\right) = 0.0329 > 0.005$ ***0k***

4.6.4 Flexural Design of Positive Moment for(Span4):-(Mu=88 KN.m)

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{88 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 291^2} = 1.44 Mpa$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.27}{420}}\right) = 0.00356$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00356 \times 800 \times 291 = 831.6\ mm^2$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*292 = 681.19mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*292 = 778.77mm^2$$

$A_s = 831.6mm^2$ **Controls**

Use 4ø 18,$A_{s,provided}$= 1016 mm^2>$A_{s,required}$= 831.6mm^2… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800-40*2-20-(4*18)}{3} = 210\ mm > d_b = 16 > 25 \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1016\times420}{0.85\times800\times24} = 26.15\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{26.15}{0.85} = 30.77mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{292-30.77}{30.77}\right) = 0.0254 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4.6.5 Flexural Design of Positive Moment for(Span5):-(Mu=73.4 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{73.4\times10^6}{0.9\times800\times291^2} = 1.20Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.20}{420}}\right) = 0.00295$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00295 \times 800 \times 292 = 688.3\ mm^2$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*292 = 681.19mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*292 = 778.77mm^2$$

$A_s = 778.77mm^2$ **Controls**

Use 4ø 16,$A_{s,provided}$= 804 mm^2>$A_{s,required}$= 778.77mm^2… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800-40*2-20-(4*16)}{3} = 212\ mm > d_b = 16 > 25 \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{804\times420}{0.85\times800\times24} = 20.96\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{20.96}{0.85} = 24.43mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{292-24.43}{24.43}\right) = 0.0329 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4.6.6 Flexural Design of Positive Moment for(Span6):-(Mu=127.3 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{127.3\times10^6}{0.9\times800\times291^2} = 2.07Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2.07}{420}}\right) = 0.0052$$

$A_s = \rho.b.d = 0.0052\times800\times292 = 1218.8\ mm^2$

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*292 = 681.19mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*292 = 778.77mm^2$

$A_s = 1218.8mm^2$**Controls**

Use 5ø 18,$A_{s,provided}$= 1270 mm^2>$A_{s,required}$= 1218.8mm^2… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(5*18)}{3} = 152.5\ mm > d_b = 18 > 25$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.fy}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1270\times420}{0.85\times800\times24} = 32.68\ mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{30.68}{0.85} = 38.45mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{292-38.45}{38.45}\right) = 0.02 > 0.005$ ***0k***

4.6.7 Flexural Design of Negative Moment for(Support1):-(Mu=-107.6 KN.m)

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{107.6\times10^6}{0.9\times800\times292^2} = 1.75Mpa$

$M = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$

$P = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.59\times1.75}{420}}\right) = 0.0044MPa$

$A_s = \rho.b.d = 0.0044\times800\times292 = 1027.84\ mm^2$

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*292 = 681.19mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*292 = 778.77\ mm^2$Controls

$A_s = 1027.84mm^2$

Use 4ø 20 Top, $A_{s,provided} = 1256.6mm^2 > A_{s,required} = 1027.84mm^2$… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(20\times4)}{3} = 206.67\ mm > d_b = 20 > 25\ mmOK$

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85bf_c'} = \frac{1256.6\times420}{0.85\times800\times24} = 32.34mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{50.53}{0.85} = 38\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{292-38}{38}\right) = 0.02 > 0.005$$

4.6.8 Flexural Design of Negative Moment for(Support2):-(Mu=-107.9 KN.m)

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{107.9\times10^6}{0.9\times800\times292^2} = 1.75Mpa$

$M = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$

$P = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.59\times1.75}{420}}\right) = 0.0044MPa$

$A_s = \rho.b.d = 0.0044\times800\times292 = 1027.84\ mm^2$

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*292 = 681.19mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*292 = 778.77\ mm^2$Controls

$A_s = 1027.84mm^2$

Use 4ø 20 Top, $A_{s,provided} = 1256.6mm^2 > A_{s,required} = 1027.84mm^2$… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(20\times4)}{3} = 206.67\ mm > d_b = 20 > 25\ mmOK$

Check for strain:-

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85bf_c'} = \frac{1256.6\times420}{0.85\times800\times24} = 32.34mm$

x$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{50.53}{0.85} = 38\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{292-38}{38}\right) = 0.02 > 0.005$$

4.6.9 Flexural Design of Negative Moment for(Support3):-(Mu=-96.9 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{96.9\times10^6}{0.9\times800\times292^2} = 1.58Mpa$$

m$= \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$

ρ$= \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.59\times1.58}{420}}\right) = 0.0039MPa$

A_s = ρ.b.d = 0.0039×800×292= 911 mm^2

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*292 = 681.19mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*292 = 778.77\ mm^2$Controls

A_s= 911mm^2

Use 4ø 20 Top, $A_{s,provided}$= 1256.6mm^2>$A_{s,required}$= 911 mm^2… Ok

Check spacing :-

S$= \frac{800-40*2-20-(20\times6)}{3} = 206.7mm > d_b = 20 > 25\ mmOK$

Check for strain:-

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85bf_c'} = \frac{1256.6\times420}{0.85\times800\times24} = 32.34mm$

x$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{32.34}{0.85} = 38\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{292-38}{38}\right) = 0.02 > 0.005$$

4.6.10 Flexural Design of Negative Moment for(Support 4):-(Mu=-91.6 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{91.6 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 292^2} = 1.49Mpa$$

$$M = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$$

$$P = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times1.49}{420}}\right) = 0.00368MPa$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00368\times800\times292 = 859.65\ mm^2$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*292 = 681.19mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*292 = 778.77\ mm^2 \text{Controls}$$

$A_s = 859.65mm^2$

Use 4ø 20 Top, $A_{s,provided} = 1256.6mm^2 > A_{s,required} = 859.65\ mm^2$… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800-40*2-20-(20\times4)}{3} = 206.7\ mm > d_b = 20 > 25\ mmOK$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85bf_c'} = \frac{1256.6\times420}{0.85\times800\times24} = 32.34\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{64.98}{0.85} = 38\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{292-38}{38}\right) = 0.02 > 0.005$$

4.6.11 Flexural Design of Negative Moment for(Support 5):-(Mu=-123.9 KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{123.9 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 292^2} = 2.02Mpa$$

$$M = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$P = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 2.02}{420}}\right) = 0.0051MPa$$

$A_s = \rho.b.d = 0.0051 \times 800 \times 292 = 1191.36\ mm^2$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 292 = 681.19mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 292 = 778.77\ mm^2 \text{Controls}$$

$A_s = 1191.36mm^2$

Use 4ø 20 Top, $A_{s,provided} = 1256.6mm^2 > A_{s,required} = 1191.36\ mm^2$… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800 - 40*2 - 20 - (20 \times 4)}{3} = 206.7\ mm > d_b = 20 > 25\ mmOK$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85bf_c'} = \frac{1256.6 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 32.34\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{64.98}{0.85} = 38\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{292 - 38}{38}\right) = 0.02 > 0.005$$

4.6.12 Shear Design for (B 149):-

V_u max = 186.7 KN

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 800 * \frac{292}{1000} = 190.73KN$$

$\Phi V_c = 0.75*190.73 = 143$ KN

Φ Vsmin≥ 0.75 ($\frac{1}{3}$) * bw * d =0 .75* ($\frac{1}{3}$)*800*292*10^{-3} = 58.4 KN Controls

Φ Vsmin ≥0.75 ($\frac{\sqrt{fc'}}{16}$) * bw * d = 0.75*($\frac{\sqrt{24}}{16}$) * 800 * 292*10^{-3} = 53.64KN

Φ Vc<Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin
143<198.8 ≤ 196.64…… not satisfied
Cases 1&2&3 is not suitable

Case 4 :-

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 800 * 293/1000$ = 382.77 KN

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

0.75(190.73+ 77.87)< 309.5< 0.75(190.73 + 382.77)
201.45 < 309.5<430.125

shear reinforcement are required

Use 4 leg Φ 8 for b = 80 cm

As =201.06 mm^2

$V_s = V_n - V_c = \frac{198.8}{0.75} - 190.73 = 74.3KN$

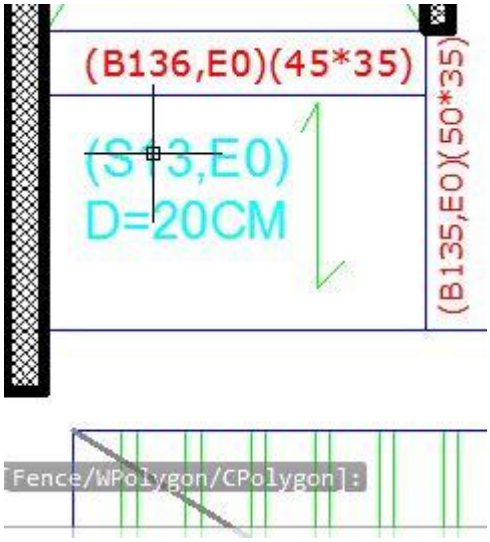
$S = \frac{A_v f_{yt} d}{v_s} = \frac{201.06*420*292}{74.3*1000} = 332mm\ control$

$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{292}{2} = 146mm or\ s_{max} \leq 600\ mm$

Use 4 leg Φ 8 @300mm

4. 7 Design of One Way Solid Slab:

Simply supported one –way solid slab(S3) :



Fig(4-14):Plan Of one way Solid Slab

$hmin = l\backslash 20 = \frac{377}{20} = 18.85cm$

Take h=20

Assume the d_{Bar} =12 mm

d =h- cover - ($d_{Bar}\backslash 2$) =200-20-6=174mm

***Load Calclation :**

Total dead load = 5 KN/m.
Wu = 1.2*Dead load+ 1.6*live load = 1.2*5+1.6*2 = 9.2 KN/m^2.

M= $\frac{wl^2}{8} = 9.2 * \frac{3.77^2}{8} = 16.34$

$$R_n = \frac{Mu}{b \cdot d^2} = \frac{16.34 * 10^6}{0.9 * 1000 * 174^2} = 0.599MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24'} = 20.59$$

$$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.593}{420}}\right) = 0.00143 \ \rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right)$$

As_{req} = 0.00143*1000*175 =248.82mm^2

As_{min} = $0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360mm2$

As_{req} = 248.82mm^2 < As_{min} = 360mm^2 provide As_{min} = 360 mm^2

Use Φ 12 then :

$n = \frac{As}{As\ \emptyset\ 12} = \frac{360}{113.1} = 3.2$

Take 5 $\emptyset \frac{10}{m}$ or $\emptyset\ 12@200mm.$

Steps (s) is the smallest of :

1. 3h= 3 * 200 = 600 mm .

2. 450 mm .

3. S = $380(\frac{280}{fs})$ – 2.5Cc = $380(\frac{280}{\frac{2}{3}*420})$ – 2.5*20 = 330 mm

S = $300(\frac{280}{fs})$ = $300(\frac{280}{\frac{2}{3}*420})$ = 300 mm control

S = 200 mm < Smax = 300 mm ok

As (Temperature and shrinkage) = .0018bh = .0018*1000*200 = 360mm ^{2}

Take 5 $\emptyset \frac{10}{m}$ or $\emptyset\ 10@200mm.$

Steps (s- for temperature and shrinkage reinforcement) is the smallest of :

1. 5h = 5 * 200 = 1000 mm

2. 450 mm

s = 200 mm < s max = 450 mm ok

Check for strain

$$\frac{A_{s.f_y}}{0.85bf_c'} = \frac{360 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 4.23\ mm$$

$$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{4.23}{0.85} = 5\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{293-5}{5}\right) > 0.005$$

4.8 Design of Two Way Solid Slab:

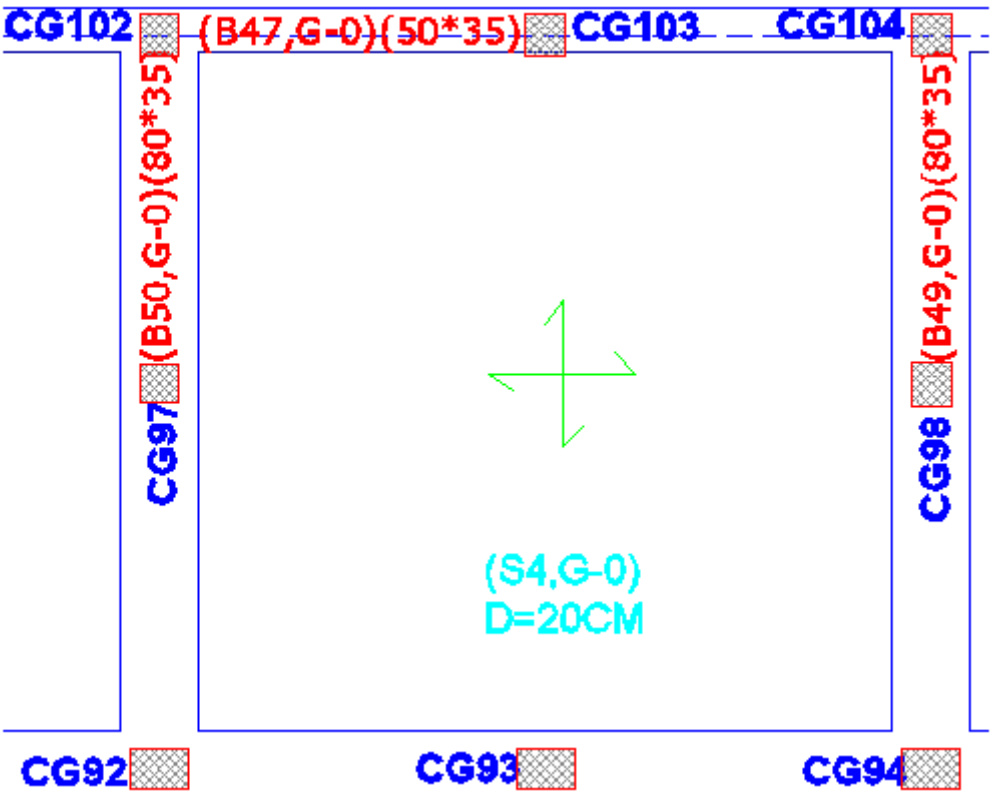


Fig (4-15): Plan Of two way Solid Slab

(4.8.1) Calculate the minimum thickness slab :

$$hmin = 20\ cm$$

$$Ib(BG49,50\ ) = \frac{80*35^3}{12} = 285833.333$$

$$Ib(BG47\ ) = \frac{50*35^3}{12} = 178645.8333$$

$$y(BG54) = \frac{35*80*\left(10+\frac{35}{2}\right)+50*10*\frac{10}{2}}{35*80+50*10} = 24.1cm$$

$$Ib(BG54\ ) = \frac{(50+30)*20.9^3}{3} - \frac{(2*15)*20.9^3}{3} + \frac{50*24.1^3}{3} + \frac{80*14.1^3}{3} = 227309cm$$

Slab section for exterior beam:

$Long\ direction\ l = 8m = 800\ cm$

$$I_{s1} = \frac{\left(\frac{l}{2}+bw\right)\boldsymbol{h^3}}{12} = \frac{\left(\frac{800}{2}+50\right)\boldsymbol{35^3}}{12} = 160.78 * 10^{-4}$$

Slab section for interior beam:

$Short\ direction\ l = 7.7\ m = 770cm$

$$I_{s1} = \frac{\left(\frac{l}{2}+\frac{l}{2}+w\right)\boldsymbol{h^3}}{12} = \frac{\left(\frac{770}{2}+50\right)\boldsymbol{35^3}}{12} = 155.42 * 10^{-4}$$

$Long\ direction\ l = 8\ m = 800\ cm$

$$I_{s1} = = \frac{\left(\frac{l}{2}+\frac{l}{2}+w\right)\boldsymbol{h^3}}{12} = \frac{\left(\frac{800}{2}+\frac{800}{2}+50\right)\boldsymbol{35^3}}{12} = 303.69 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{17.89}{160.78} = 0.11$$

$$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{303.69} = 0.94$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{28.58}{303.69} = 0.94$$

$$\alpha_{f4} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{22.7309}{155.42} = 0.15$$

$$\alpha_m = \frac{(0.15 + 0.94 + 0.94 + 0.11)}{4} = 0.535 < 2.0$$

The minimum slab thickness will be:

$$h = \frac{L_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} = \frac{8 * (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * \frac{8}{7.7} * (0.535 - 0.2)} = 0.23\ m$$

$h = 35\ cm > 23\ cm\ - OK$

(4. 8.2) Dead load calculations:

Table(4-4) calculation of the Dead load on solid slab

Dead load from:	δ×γ	KN/m
Tiles	**0.03×23×1**	**0.69**
Mortar	**0.02×22×1**	**0.44**
Coarse sand	**0.07×16×1**	**1.12**
Slab	**0.20×25×1**	**5**
Plaster	**0.02×22×1**	**0.44**
Partitions	**1.5*1**	**1.5**
		9.17

Dead load =9.17 KN/m^2.
Live load = 2KN/m^2.
WuD = 1.2*Dead load = 1.2*9.67 = 11.34 KN/m^2.
WuL = 1.6*live load = 1.6*2 = 3.2KN/m^2.
Wu = 11.34+3.2= 14.54 KN/m^2

(4.8.3) Shear Design :

l_a/l_b=0.95
W_b=0.71
Wa=0.29

- The total load on the panel being (7.7*8*19.604) = 1207.606 KN
- The load at face of the long beam is (0.71×1207/(2*8))=53.58 KN

Assume the Φ 12
d=200-20-12\2=174mm

- V_c =(√28 *1000*174*10^-3)\6 =153.45KN

ø$V_{c = 0.75}$ × 181.26= 115.1 KN
V_u< ø V_c.

The thickness of the slab is adequate enough

(4.8.4) Flexural Design:

(l_a/l_b=0.95)
Positive moments :
Cda=.022

Cla=.031
Cdb=.021
Clb=.027

$M_{a+ve,Dl}=C_a*W*L_a^2=0.022*11.604*7.7^2=15.14$ KN.m\m
$M_{a+ve,Ll}=C_a*W*L_a^2=.031*8*7.7^2=14.7$KN.m\m
$M_{a+ve}=M_{a+ve,L}+M_{a+ve,D}=29.84$ KN.m\m

$M_{b+ve,D}=C_b*W*L_b^2=0.021*11.604*8^2=15.59$ KN.m\m
$M_{b+ve,L}=C_b*W*L_b^2*b=0.027*8*8^2=13.82$KN.m\m
$M_{b+ve}=M_{b+ve,L}+M_{b+ve,D}=29.41$KN.m/m

(4.8.5) Positive Moment:

*Mua = 29.84 KN.m/m

Assume the d_{Bar} =12 mm

d =h- cover - (d_{Bar}\2) =200-20-6=174mm

$$R_n=\frac{Mu}{b\cdot d^2}=\frac{29.84*10^6}{0.9*1000*174^2}=1.09MPa\ .$$

$$m=\frac{fy}{0.85\times fc'}$$

$$m=\frac{420}{0.85\times 24}=20.59$$

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right)=\frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*1.09}{420}}\right)=0.003$$

$As_{req}=0.003*1000*174=522mm^2/m$

$As_{min}=0.0018*b*h=0.0018*1000*200=360mm2/m$

$As_{req}=522mm2\geq As_{min}=360mm2/m$

Use Φ 12 \ 20cm
S=200 < 2h =2*200=400mm < 450 mm -ok

*Mub = 29.41KN.m/m

Assume the d_{Bar} =12 mm $As_{req}=0.00143*1000*175=248.82mm^2$

d =h- cover - (d_{Bar}\2) =200-20-6=174mm

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{29.41*10^6}{0.9*1000*174^2} = 1.08MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'}$$

$$m = \frac{420}{0.85\times 24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*1.08}{420}}\right) = 0.003$$

$As_{req} = 0.003*1000*174 = 522mm^2/m$

$As_{min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*200 = 360mm2/m$

$As_{req} = 522mm2 \geq As_{min} = 360mm2/m$

Use Φ 12 \ 20cm
S=20 < 2h =2*200=400mm < 450 mm –ok

(4.8.5) Negative Moment:

Ca=.038
Cb=.056
$M_{a\text{-}ve,} = C_a*W*L_a^2 = 0.038*14.54*7.7^2 = 32.76$ KN.m
$M_{b\text{-}ve,} = C_{ab}*W*L_a^2 = 0.056*14.54*8^2 = 52.11$ KN.m

Mua = 32.76KN.m/m

Assume the d_{Bar} =12 mm

d =h- cover - (d_{Bar}\2) =200-20-6=174mm

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{32.76*10^6}{0.9*1000*174^2} = 1.20MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'}$$

$$m = \frac{420}{0.85\times 24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*1.20}{420}}\right) = 0.003$$

$As_{req} = 0.003*1000*174 = 522mm^2/m$

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360mm2 / m$

As_{req} =522mm2≥ As_{min} = 360mm2/m

Use Φ 12 \ 20cm
S=200 < 2h =2*200=400mm < 450 mm -ok

Use Φ 12 \ 20cm with As=904mm^2/m

Mub = 52.11 KN.m/m

Assume the d_{Bar} =12 mm

d =h- cover - (d_{Bar}\2) =200-20-6=174mm

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{52.11 * 10^6}{0.9 * 1000 * 174^2} = 1..9MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 1.90}{420}}\right) = 0.003$$

As_{req} = 0 .003*1000*174 =522mm^2/m

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360mm2 / m$

As_{req} =522mm2≥ As_{min} = 360mm2/m

Use Φ 10 \ 15cm
S=150 < 2h =2*200=400mm < 450 mm -ok

Use Φ 12/ 15cm with As=904mm^2/m

Note: other moments requires areinforcement less than minimum, Use Φ 8 \ 12.5cm with As=400 mm^2/m

4.9 Design of two way ribbed slab (R6)

4.9.1 Minimum thickness for ribbed slab h= 35 cm

Check for the minimum thickness of the slab:

Interior beams have a T- section : bw=350mm h=450 t=hf=350

$$y_c = \frac{50 * 35 * 27.5 + 35 * 10 * 5}{50 * 35 + 35 * 15} = 22\ cm$$

$$I_b = \frac{b * h^3}{3} = \frac{15 * 23^3}{3} + \frac{35 * 22^3}{3} + \frac{15 * 12^3}{3} = 19.37 * 10^{-4}\ m^4$$

Exterior beams have a T- section : bw=500cm h=55cm t=hf=350

$$y_c = \frac{35(50 + 2 * 15) * (20 + 17.5) + 50 * 35 * 17.5}{35 * 80 + 50 * 20} = 35.69\ cm$$

$$I_b = \frac{b * h^3}{3} = \frac{80 * 19.31^3}{3} + \frac{80 * 15.69^3}{3} + \frac{50 * 35.69^3}{3} = 105.26 * 10^{-4}\ m^4$$

-The moment of inertia for the ribbed slab:

$$y_c = \frac{40 * 8 * 4 + 35 * 12 * 17.5}{40 * 8 + 35 * 12} = 11.66\ cm$$

$$I_{rib} = 52 * \frac{11.66^3}{3} - 40 * \frac{3.66^3}{3} + 12 * \frac{23.34^3}{3} = 78989.6 cm^4 = 7.8989 * 10^{-4}\ m^4$$

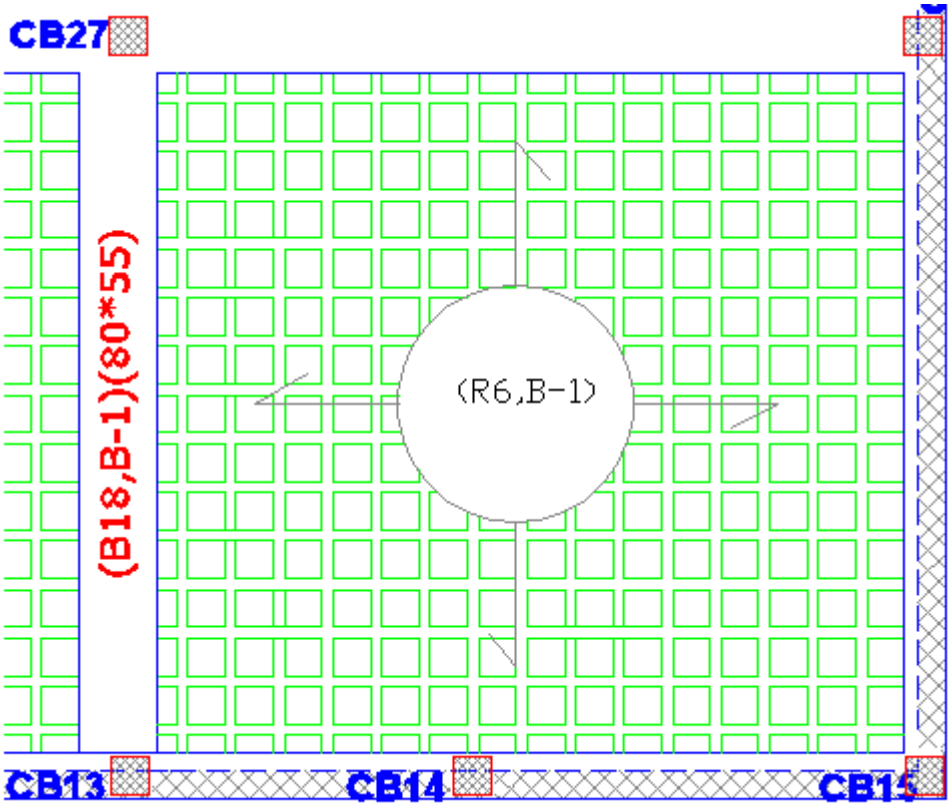


fig.(4.16): Two way Ribbed slab.

Slab section for exterior beam:

$Short\ direction\ l = 790\ m = 790\ cm$

$$I_{s1} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + bw)}{b_f} = \frac{7.8989 * 10^{-4} * 4.5}{0.52} = 68.35 * 10^{-4}$$

$Long\ direction\ l = 8.6m = 860\ cm$

$$I_{s1} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + bw)}{b_f} = \frac{7.8989 * 10^{-4} * 4.8}{0.52} = 75.95 * 10^{-4}$$

Slab section for interior beam:

$Short\ direction\ l = 7.9\ m = 790cm$

$$I_{s1} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + \frac{l2}{2})}{b_f} = \frac{7.8989 * 10^{-4} * 7.9}{0.52} = 121.52 * 10^{-4}$$

$Long\ direction\ l = 8.6\ m = 860\ cm$

$$I_{s1} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + \frac{l2}{2})}{b_f} = \frac{7.8989 * 10^{-4} * 8.6}{0.52} = 130.6 * 10^{-4}$$

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{19.37}{121.52} = 0.16$$

$$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{105.26}{75.95} = 1.4$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{105.26}{68.35} = 1.54$$

$$\alpha_{f4} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{19.37}{130.60} = 0.14$$

$$\alpha_m = \frac{(0.16 + 1.4 + 1.54 + 0.14)}{4} = 0.81 < 2.0$$

The minimum slab thickness will be:

$$h = \frac{L_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} = \frac{8 * (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * \frac{9}{8} * (0.81 - 0.2)} = 0.22\ m$$

$h = 35\ cm > 22\ cm\ - OK$

Take slab thickness 35 cm

$b_{eff.}$= 520 mm b_w = 120 mm h_f= 80 mm

h = 350 mm h etolit block = 270 mm

4.9.2 Load calculation:

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

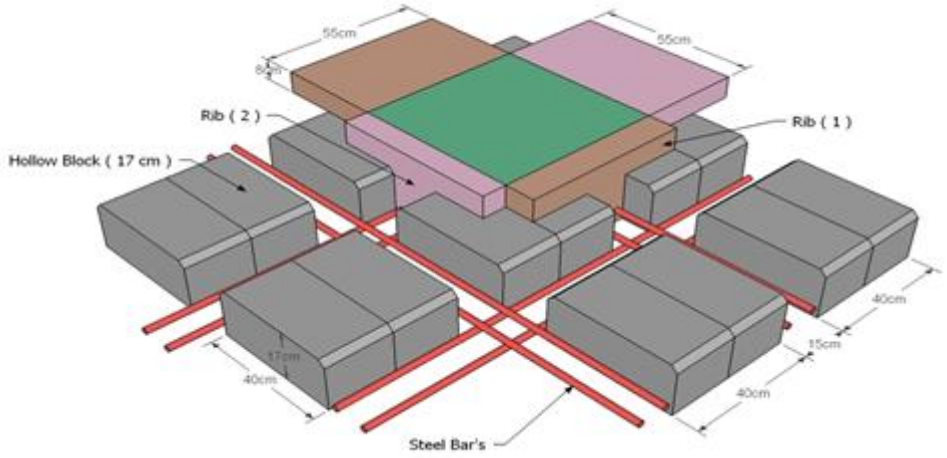


Fig.(4.17): Two way ribbed slab

Table (4-5) Calculation of the total dead load for two way rib slab (6).

No.	Material	Quality Density KN/m^3	Calculation
1	**Topping**	25	**0.52×0.52×0.08×25 = 0.54**
2	**Rib**	25	**(0.4+0.52)0.27×0.12×25 = 0.526**
3	**Sand**	17	**0.52×0.52×0.07×17 = 0.321**
4	**Mortar**	22	**0.52×0.52×0.02×22 =0.119**
5	**Tile**	23	**0.52×0.52×0.03×23 =0.186**
6	**Plaster**	22	**0.52×0.52×0.02×22 =0.119**
7	**Block**	10	**4×0.2×0.2×0.27×10 = 0.432**
8	**Partitio**	1.5	**1.5×0.52 = .78**
			3.02 **KN/unit**

Dead Load of slab:

$$DL = \frac{3.02}{0.52 * 0.52} = 10.81 KN/m^2$$

$$w_D = 1.2 * 10.81 = 12.97 KN/m^2$$

$LL = 5\ KN/m^2$

$w_L = 1.6 * 5 = 8\ KN/m^2$

$w = 12.97 + 8 = 20.97\ KN/m^2$

4.9.3 Moments calculations:

Ratio=7.9/8.6=0.90

$Ma = Ca\ wla^2bf \quad and \quad Mb = Cb\ wlb^2bf$

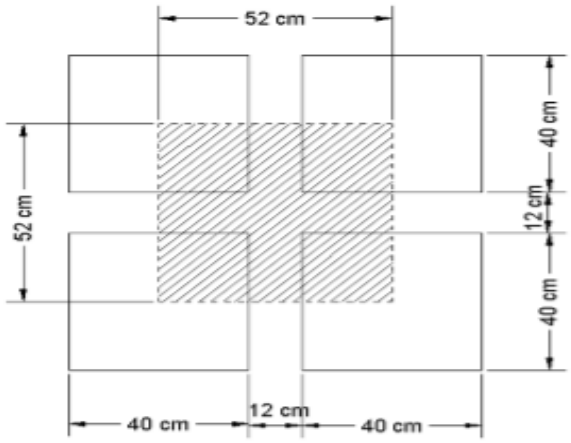


Fig.(4.18): Two way ribbed slab

-Negative moment

$C_{a,neg} = 0.06$

$C_{b,neg} = 0.04$

$M_{a,neg} = (0.06 * 20.97 * 7.9^2) * 0.52 = 40.8\ KN.m$

$M_{b,neg} = (0.04 * 20.97 * 8.6^2) * 0.52 = 32.25 KN.m$

-Positive moment

$C_{aD,pos} = 0.033$

$C_{bD,pos} = 0.022$

$C_{aL,pos} = 0.039$

$C_{bL,pos} = 0.022$

$M_{a,pos,(dl+ll)} = (0.033 * 12.97 * 7.9^2 + 0.039 * 8 * 7.9^2) * 0.52 = 24.02KN.m$

$M_{b,pos,(dl+ll)} = (0.022 * 12.97 * 8.6^2 + 0.022 * 8 * 8.6^2) * 0.52 = 17.74KN.m$

Design of positive moment

- Short direction ($Mu = 24.02\ KN.m$)

$bf = 520\ mm$

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

$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm.$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{24.02 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 314^2} = 2.27\ MPa$

$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 2.27}{420}}\right) = 0.00574$

$As = \rho.b.d = 0.00574 \times 120 \times 314 = 216.3mm^2$

- $Check\ for\ As,min..$

$As,min = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d$

$As,min = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 313 = 109.5\ mm^2$

$As,min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 313 = 125.2\ mm^2$ ……**Control**.

- $As,required = 216.5\ mm^2 > As,min = 125.2\ mm^2 \quad (OK)$

Use 2Ø12, with As = 226 $mm^2 > As,required = 215.75\ mm^2$

Check for strain: ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$As * fy = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$308 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 52.84\, mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = = \frac{52.84}{0.85} = 62.17\, mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-x}{x})$$

$$= 0.003 * \left(\frac{313-62.17}{62.17}\right) = 0.0121 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \ \ldots OK.$$

4.9.4 Check shear strength:

$W_a = 0.75$

$W_b = 0.25$

Short direction

$$Au_a = 20.97 * 7.32 * 8 * 0.75 * 0.5 * \frac{0.52}{8} = 30\, KN$$

$$Vu = Au_a - W * 0.52 * Wa = 30 - 20.97 * 0.52 * 0.85 = 20.73\, KN$$

$$\emptyset * V_c = .75 * \frac{1.1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d = .75 * \frac{1.1}{6} * \sqrt{24} * 120 * 313 = 25.3\, KN$$

$Case\ 1$

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$V_u = 20.73KN > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 12.65 \ \ldots \boldsymbol{Not\ OK}$$

$Case\ 2$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 12.65\, KN < V_u = 20.73\, KN < \phi * V_c = 25.3\, KN - \boldsymbol{OK}$$

$$\boldsymbol{OK}$$

Provide minimum shear reinforcement

$Vs_{min} \geq \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * bw*d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} *120*313*10^{-3} = 11.5$ KN.

$\phi Vs\ min = 8.63$

$\leq \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 0.12 * 0.313*10^3 = 12.52$ KN

$\phi Vs,min = 8.63$ …….. control

$\phi Vc = 25.3$ KN $<$ Vu=12.65 KN $\leq \phi(Vc+Vs_{min}) = 33.93$KN …… satisfy

∴Case (3) is satisfy shear reinforcement is required.

Use 2 Legϕ8 for stirrups with Av = 100.53mm2

$$Vsmin = \frac{\phi Vsmin}{\phi} = \frac{8.63}{0.75} = 11.5$$

$$s = \frac{Av * fy * d}{Vsmin} = \frac{100.53 * 420 * 313}{11.5} * 10^{-3} = 1149mm$$

$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{313}{2} = 157$ mm.

$\leq$ 600 mm.

Select 2 leg ϕ8 @ 15cm

4.10 Design of Column (C9):

❖ Material :-

⇒ concrete B300 Fc' = 24N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculation:- (From Column Group D)

Service Load:-

Dead Load = 1800 KN
Live Load = 560 KN

Factored Load:-

P_U = 1.2 ×1800+ 1.6× 560=3100 KN

✓ Dimensions of Column:-

$Assume \rho g = 0.01$

$\phi * Pn = 0.65 \text{ x } 0.8 \times Ag\{0.85\ fc'(1-\rho g) + \rho g * Fy\}$

$3100 * 1000 = 0.65 \text{ x } 0.8 \times Ag\{0.85 * 24(1-0.02) + 0.02 * 420\}$

Ag = 209972 mm2

Ag = a *b

Take a = 400mm ,

b = Ag/400 = 610.91

Take b = 600 mm

Ag = 400 * 600 = 240000

* selection longitudinal bars :

3100* 1000 =0 .65*0.8 { 0.85 *24 *(24000 – Ast) + Ast * 300) }

Ast = 2666.5 mm^2

Use 14 Φ 16 with Ast = 2814.87 > 2666.5

$Assume \rho g = Ast / Ag = 0.0117 > .01$

✓ Design of Ties :-

Use Φ 10 for ties

The spacing of ties shall not exceed the smallest of :-

1- 48 times the tie diameter , 48 ds = 48 * 10 = 480 mm

2. 16 the times the longitudinal bar aiameter , 16 dp = 16 *16 = 256 mm – control

3. The least dimenstion of the colume = 400 mm

$Use \phi 10@20\ cm$

*** check for code requirement :**

1. clear spacing between longitudinal bars :

Clear space = 400 – 40*2 -10*2 – 5*16 / 4 = 55 mm > 40mm

> 1.5dp = 24 ok

2. Gross reinforcement ratio :

.01 < $\rho g = .0117$ < .08 ok

3. Nmber of bars 14 > 4 – ok

4. Minimum tie diameter : Φ 10 for Φ 28 – ok

5. spacing of ties : s = 400 mm - ok

6. arrangement of ties : 44 < 150 – 150

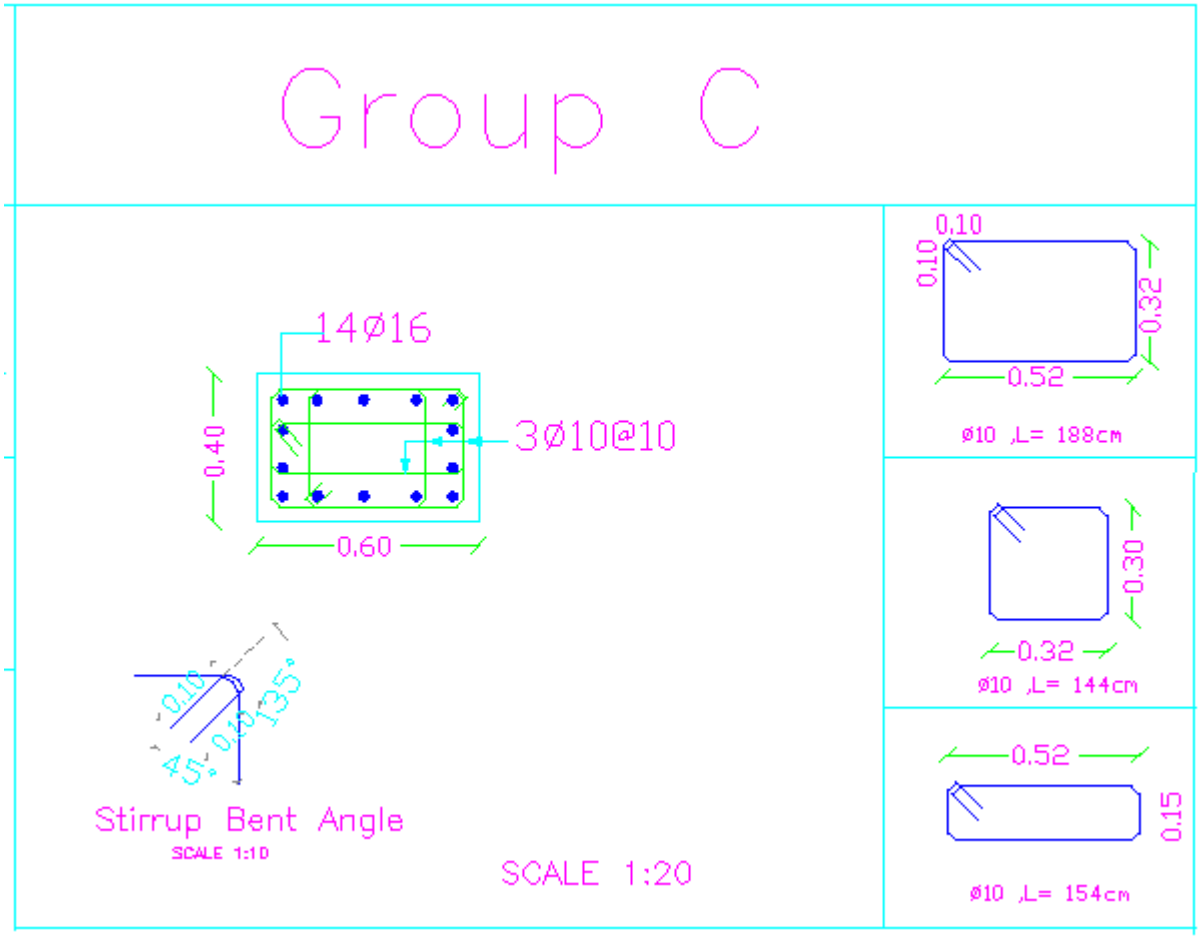


Fig 4.19: Column Reinforcement

GROUP C

C101,C100,C96,C92,C91,C87,C86,C85,C82,C77,
C73,C71,C69,C62,C60,C94,C93,C90,C88,C81,
C79,C78,C65,C64,C63,C75,C48,C82,C115,C116,
C117,C118,C119,C121,C123,C125

Note : This Group Includes (Barcking , Ground and First)

4.11 Design of Isolated Footing:

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculations :- (From Column Group D)

(4.11.1) Determination of Loads:

Dead Load = 2600 KN, Live Load = 650KN

Total services load = 2600 + 650 =3250KN

Total Factored load = 1.2*2500 + 1.6*630= 4160KN

Column Dimensions (a*b) = 600 * 600 cm

Soil density = 18 Kg/cm3

Allowable Bearing Capacity = 500 KN/m2

Assume footing to be about (75 cm) thick.

Footing weight = 25×0.75= 18.75 KN/m^2.

Soil weight above the footing = 0.5 ×18 = 9KN/m2.

q_{allow} =500 – 9– 18.75 -25*0.5 = 459.75 KN/m^2

(4.11.2) Determination of Footing Area:

$$A = \frac{3250}{459.75} = 7.07m^2$$

Try 2.8*2.8 m with area = 7.84 m^2 ≥ Areq = 7.07 ,,,,,OK.

Take B=2.8 m.

Pu=4160 KN.

q_u = 4160/7.84= 530.6 KN/m2

(4.11.3) Check for one-way shear strength:

Assume h =75 cm.
Assume, ϕ=20 mm , cover=75mm

d= 750-75-20=655mm

$$Vu = q_u * \left(\frac{B-a}{2} - d\right) * L$$

$$Vu = 530.6 * \left(\frac{2.8-0.6}{2} - 0.655\right) * 2.8 = 661.12kN$$

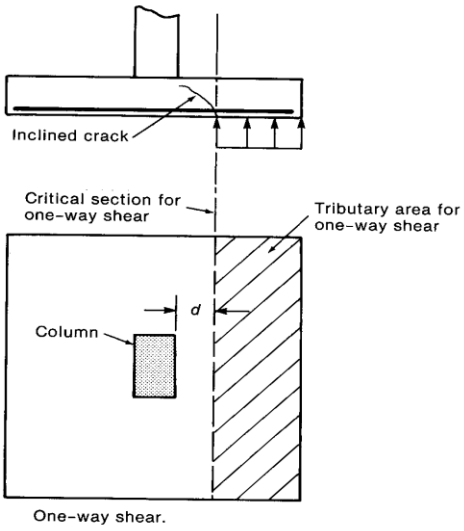


Fig (4-20):one way shear.

$$\phi.Vc = \phi.\frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b_w * d$$

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2800 * 655 = 1123.09KN$$

$$\phi.Vc = 1123.09KN > Vu = 661.12KN$$

$\therefore$ *Safe*

(4.11.4) Check for two-way shear action (punching):-

$$Vu = Pu - FR_b$$

$$FR_b = q_u * area\ of\ critical\ \ section$$

$$Vu = 4160 - 530.6\left[(0.6+0.655)*(0.6+0.655)\right] = 3324.3KN$$

The punching shear strength is the smallest value of the following equations:

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

Where:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{60}{60} = 1.0$$

= Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

$$b_o = 2(d+a1)+2(d+a2) = 2(0.655+0.6)+2(0.655+0.6) = 5.02m$$

α_s =40 for interior column

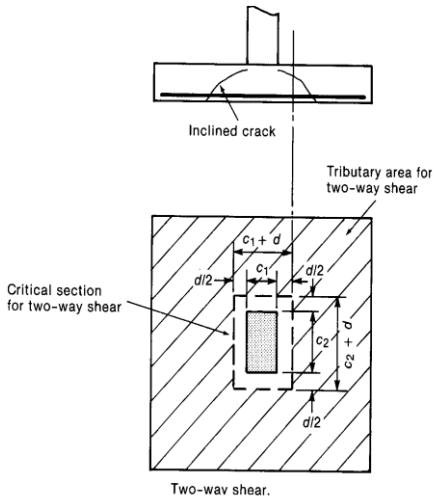


Fig (4-21) two way shear

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right) = \frac{0.75}{6} * (1+2/1) = 0.35$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s * d}{b_o}+2\right) = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40*0.655}{5.02}+2\right) = 0.664$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3} = \frac{0.75}{3} = 0.25 \ldots\ldots\ldots\ldots control$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = 0.25 * \sqrt{24} * 5020 * 655 * 10\text{^}{-3} = 4027 KN$$

$Vu = 3324.2$

$\phi.Vc = 4027 > Vu_C = 3324.2 \ldots\ldots\ldots\ldots satisfied$

(4.11.5) Design of Bending Moment:

Critical Section at the Face of Column

Mu =530.6*2.8*1.1*$\frac{1.1}{2}$ = 899

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{899\times10^6}{0.9\times2800\times655^2} = 0.831\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.831}{420}}\right) = .00202$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00202\times2800\times655 = 3707.5\ mm^2$

$A_{s,min} = 0.0018*2800*750 = 3780\ mm^2$ - CONTROL

$A_{s,req} = 3780\ mm^2$

Use Φ 20

n =$\frac{3780}{314.15}$ = 13.03

Use 14ø20 in Both Direction, $A_{s,provided}$= 4398mm^2>$A_{s,required}$= 3780 mm^2… Ok

check for spacing :

$$s = \frac{2800 - 2*75 - 14*20}{13} = 182.3mm$$

Step "s" the smallest of

1. 450mm control

2. 3h= 3*750=2250mm

S=129.4<450 ,,,,, o k.

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{4398\times420}{0.85\times2800\times24} = 32.33\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{32.33}{0.85} = 38.04\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{655-38.04}{38.04}\right) = 0..0486 > 0.005\ \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

(4.11.6) Design the column –footing joint "dowels":

Load Transfer In Footing :-

$$\Phi Pn.b = \Phi(0.85\,fc'A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$A_1 = 0.60 * .060 = 0.36\ m^2$

$A_2 = 2.8*2.8 = 7.84\ m^2$

$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{7.84}{0.36}} = 4.67 > 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65\times(0.85\times24\times360\times2) = 9547.2KN$$

$$\Phi Pn = 9547.2 > Pu = 3976\ldots\ldots\ldots ok$$

No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$$\Phi Pn.b = 0.65\times(0.85\times24\times360) = 4773.6Kn$$

$$\Phi Pn = 4773.6 > Pu = 4160kn\ldots\ldots\ldots Not..ok$$

we Need For Dowels

As dowels =As coiumn

Use 18ø20, A_s, = 5652 mm^2

1- Development Length In Footing :-

Tension Development Length In Footing :-

$$300\text{mm} > Ld_{T\ req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e\psi_s\psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db$$

$$Ktr = 0\ (Nostripes)$$

$$cb = 75 + \frac{20}{2} = 85mm\ \ Or\ cb = \frac{200}{2} = 100\ mm$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 85}{20} = 4.25 > 2.5$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = 2.5$$

300mm>$Ld_{T\ req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 20 = 493.8\ mm$

$Ld_{T\ available} = \frac{2800-600}{2}$ -75= 1025 mm

$Ld_{T\ available}$ = 825 mm >$ld_{req} = 395.054\ mm$…….. **OK**

Compression Development Length In Footing :-

200mm> 0.043*Fy*dB >$Ld_{Creq} = \frac{0.24*Fy*dB}{\sqrt{24}}$

200mm> 0.043*420*20= 361.2>$Ld_{Creq} = \frac{0.24*420*20}{\sqrt{24}}$ = 411.51

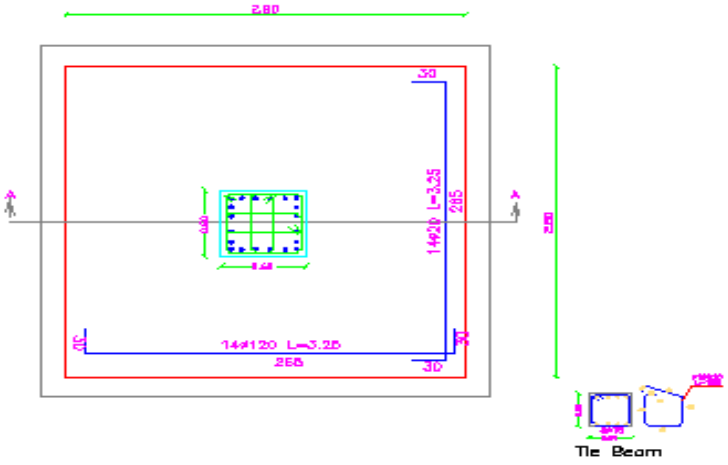
Ld_{Creq}= 411mm

Ld_{Creq}= 411mm …….. **Ok**>$Ldc_{available}$ = 750– 75 – 20 – 20 = 635mm

Lap Splice of Dowels In Column :-

Lsc = 0.071×fy×db = 0.071×420 ×20 = 596.4 mm > 300 m

Select Lsc = 600 mm



Sec .A—A

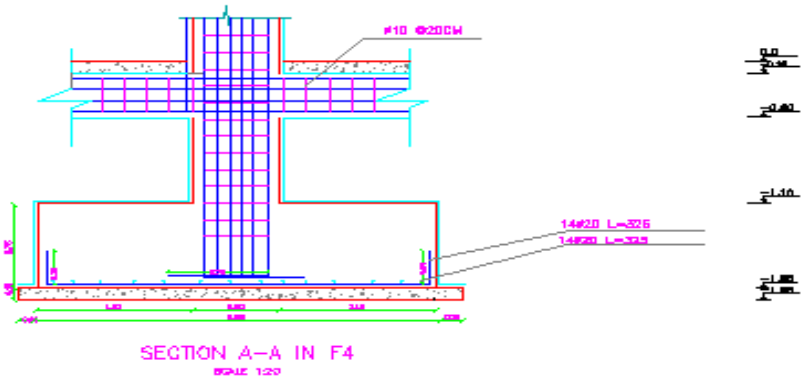
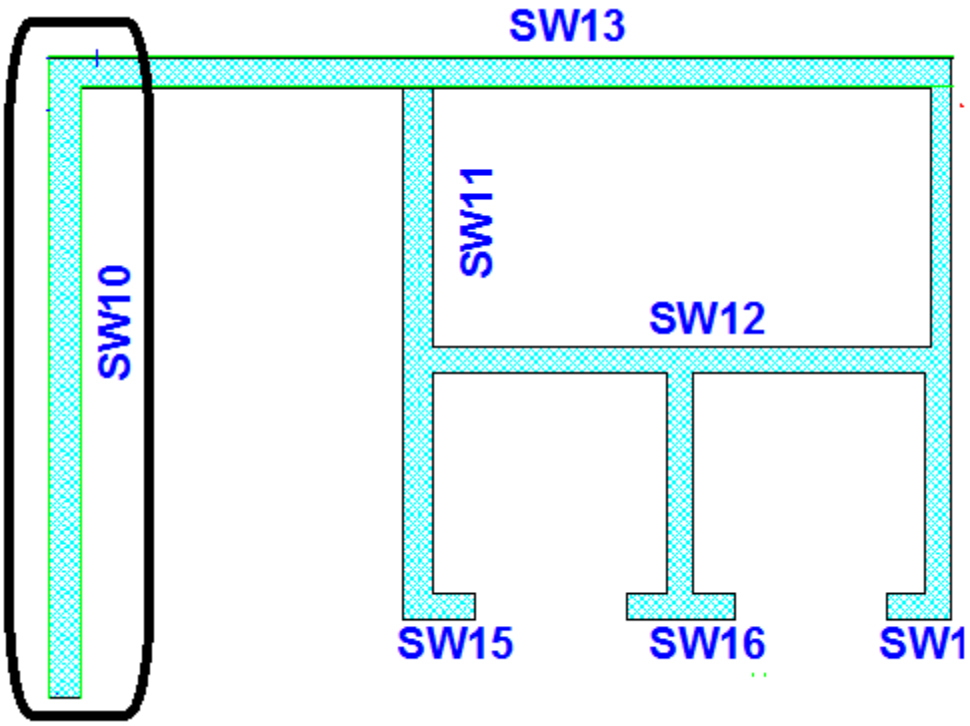


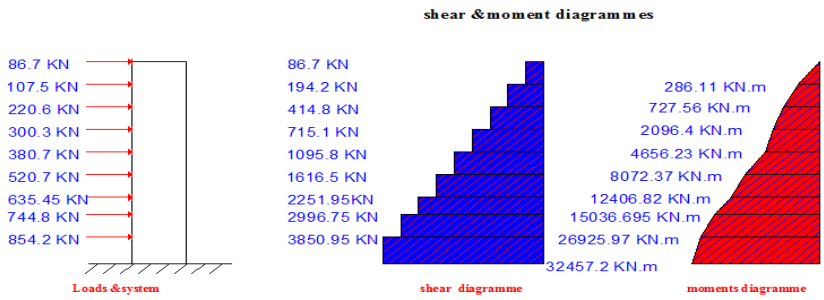
Fig (4-22) :Top Plan and section of footing.

4.12 Design of Shear Wall (SW1):

We designed the shear wall by using **Etabs** program.



Fig(4-23) : Plan of the shear wall.



Fig(4-24) : shear and moment diagrams

❖ Material and Sections:- (From Shear Wall 2)

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

⇒ Shear Wall Thickness h = 30 cm

⇒ Shear Wall Width Lw = 5.85m

⇒ Shear Wall Height Hw = 28 m

✓ Design of Horizontal Reinforcement:-

$\sum Fx = Vu = 3850.8\ KN$

The critical Section is the smaller of:

$\frac{lw}{2} = \frac{5.58}{2} = 2.925m$

$\frac{hw}{2} = \frac{28.1}{2} = 14m$

$storyheigh(Hw) = 21.8m.....Control$

$d = 0.8 \times Lw = 0.8 \times 5.85 = 4.68m$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6}\sqrt{f_c'}hd$$
$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 300 * 4680 = 4281.65\ KN > V_u = 3850.8KN$$

$V_c$is the smallest of :

$1-\ V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 300 * 4680 = 1146.4$ …….. Control

$$2-\ V_c = 0.27\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{24} * 300 * 4680 + 30.4 = 1650.8KN$$

$$3-\ V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right] hd = 3239.41KN$$

$$\frac{6123.1 - 3637.3}{3.24} = \frac{M_u - 3637.3}{0.24} \Longrightarrow M_u = 3821.43KN.m$$

Vc =$1146.4KN$

$\emptyset * vc + \emptyset vs = vu$

$\emptyset * vs$=vu-$\emptyset * vc$

Vs=vu/$\emptyset - vc$

Vs=3850.8/0.75-1146.4= 3988kn **No need reinforcement**

Minimum shear reinforcementis required:

Min(Avh/Sh)=0.0025*h

=0.0025*300=0.75

Select ∅12 ,two layers

Avh=2*π*12^2/4=226.2 mm^2

226.2/Sh=0.75

Sh=226.2/0.75=301.5

Select ∅12 in Two Layer

Select Sh=200mm≤Smax=Lw/5=585/5=117 cm.

=3*h =3*30=90 cm.

✓ Design of Vertical Reinforcement:-

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{Lw}\right)\left(\frac{A_{vh}}{S_h * h} - 0.0025\right)\right] * 250$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{28.1}{5.85}\right)\left(\frac{226.2}{200*300} - 0.0025\right)\right] * 250$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = 0.26$$

Select ∅12 in Two Layer

$A_{vh} = \frac{2*\pi*12^2}{4}$ = 226.2 mm2

$$\frac{226.2}{S_v} = 0.26$$

S_v= 870 mm

- Maximum spacing is the least of :

$= \frac{5850}{3}$ = 1950 mm $\frac{Lw}{3}$

3*h = 3*300 = 900mm

450 mm ……. Control

Use ϕ12/200 mm for two layers

✓ Design of Bending Moment:-

$$A_{st} = \left(\frac{5850}{200}\right) * 2 * 113.1 = 6616.35\ mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{6616.35}{5850 * 300}\right)\frac{420}{24} = 0.066$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.066 + 0}{2 * 0.066 + 0.85 * 0.85} = 0.077$$

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[0.5 A_{st} f_y l_w (1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y})(1 - \frac{c}{2l_w})\right]$$

$$= 0.9[0.5 * 6616.35 * 420 * 5850(1 + 0)(1 - 0.077/2)] = 7033.72\ KN$$
$$\geqq 32457.2 KN.m$$

Mub=Mu-ØMn=32457.2 − 7033.72= 25423.48 KN.m

X≥ $\frac{lw}{600*\frac{\Delta h}{hw}}$=$\frac{5850}{600*.007}$=1392.8 mm

Lb≥ $\frac{X}{2} = 696.4\ mm$

Mub (moment carried by boundary steel)=25423.48 KN.m

Asb=Mn/{Fy*(Lw-Lb)}= $\frac{(25423.48*10\text{^}6)/0.9}{420*(5850-700)}$ = 1360 mm^2

select 8Ø 16 with As=1608 mm^2 for each boudary element

4.13 Design of stair:

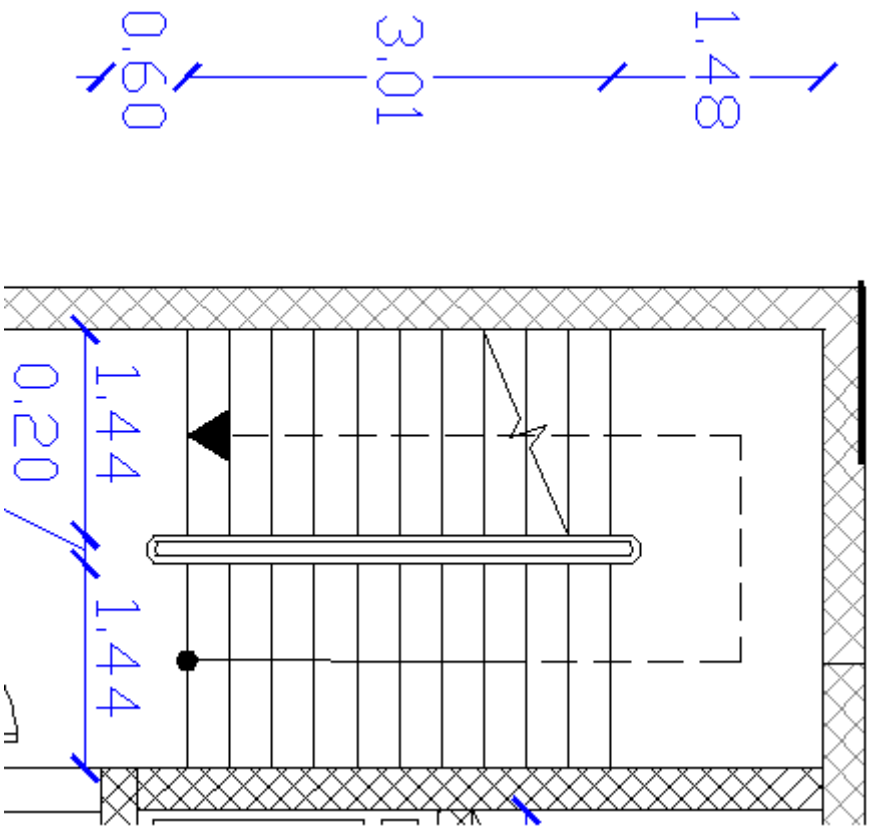


Figure (4-25): Top view of stair

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

⇒ Reinforcement Steel $Fy = 420\ N/mm^2$

1- Design of Flight :-

✓ **Determination of Thickness:-**

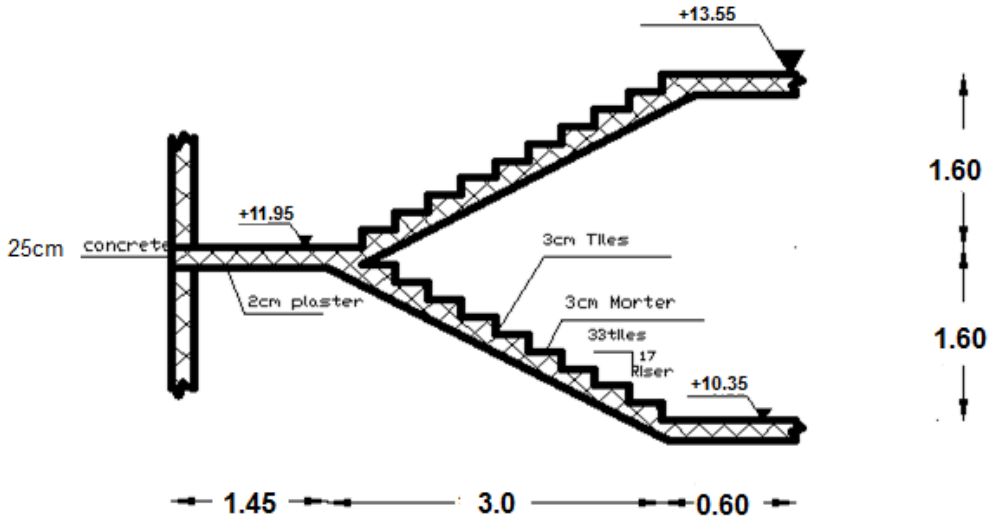
$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 5.05/20 = 25\ cm$

Take h = 25 cm

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(17/30) = 29.56^{o}$

✓ Load Calculation:-



Fi g(4.26): Stair Section.

Dead Load For Flight For 1m Strip:-

Table (4.5): Dead Load Calculation on Flight.

No.	Parts of Flight	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1*(0.33+0.17/0.3) = 1.15 KN/m	
2	Mortar	22*0.03*1*(0.3+0.17/0.3) = 1.04 KN/m	
3	Stair	25*0.5*0.17*1 = 2.13 KN/m	
4	R.C	25*0.25*1/cos29.56^{o} 7.18KN/m	
5	Plaster	22*0.02*1 / cos 29.56^{o} = 0.51 KN/m	
		Sum	12 KN/m

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

Factored Load for Flight:-

W_U = 1.2 ×12+ 1.6×5 =22.4 KN/m

✓ System of Flight:-

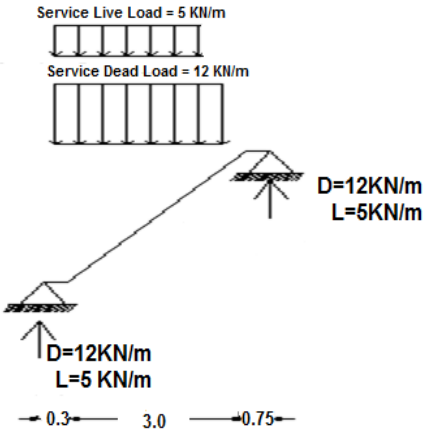


Fig (4.27): Static System and Loads Distribution of Flight.

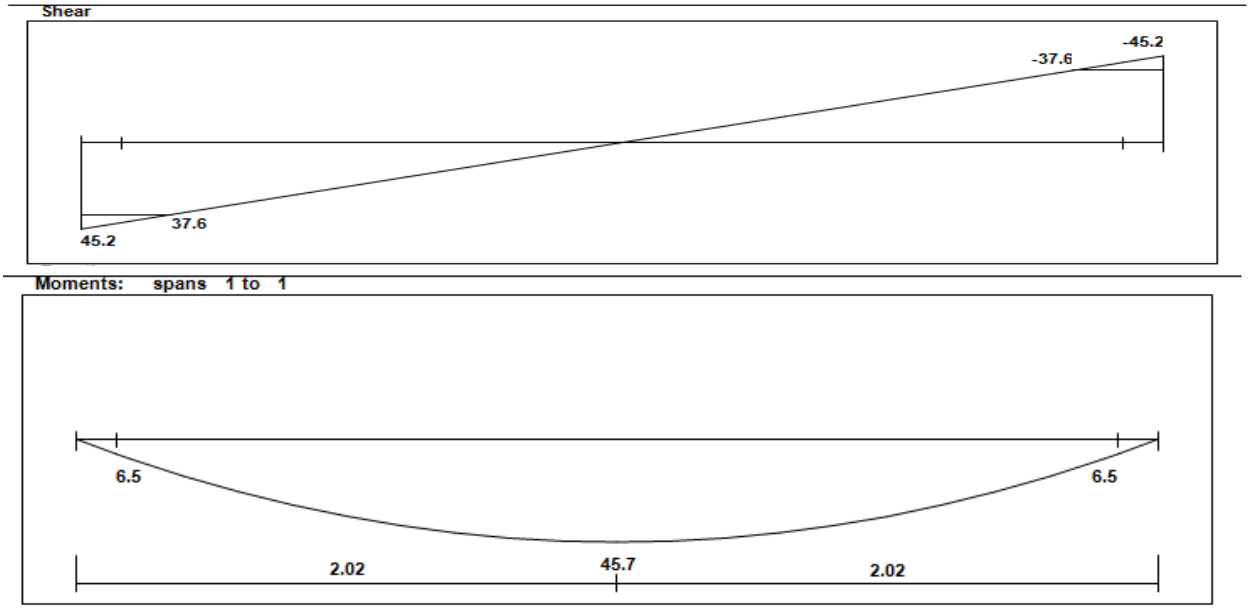


Fig (4.28): Shear and Moment Diagram of Flight

1- Design of Shear for Flight :- (Vu=37.6 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{12}{2} = 224\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 224 = 182.9KN$

$\Phi V_c = 0.75*182.9 = 137.2KN > Vu = 37.6$ KN**…… No shear reinforcement are required**

2- Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=45.7KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{45.7\times10^6}{0.9\times1000\times224^2} = 1.01\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 26$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times2.6\times1.01}{420}}\right) = 0.0247$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0247\times1000\times224 = 553.83mm^2$

$A_{s,min} = 0.0018*1000*250 = 450\ mm^2$

$As_{req} = 553.83mm^2 > A_{s,min} = 450\ mm^2$**…… is ok**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*250 =750 mm

S = 450 mm

S = 450 mm **…… is control**

Use ø12 @ 200mm , $A_{s,provided} = 565mm^2 > A_{s,required} = 553.83mm^2$… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{565\times420}{0.85\times1000\times24} = 11.63\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{11.63}{0.85} = 13.68mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{224-13.68}{13.68}\right) = 0.0046 > 0.005 \quad \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

3- Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

$A_{s,req} = A_{s,min} = 0.0018*1000*250 = 450mm^2$

Use ø12 @ 200 mm , $A_{s,provided}$= 565mm^2>$A_{s,required}$= 450 mm^2… Ok

1- Design of Landing :- (For First One Meter)

Determination of Thickness:-

Table (4.6): Dead load calculation of landing

h_{min} = L/20

h_{min} = 3.1/20 = 15.5cm, take h=25 cm

No.	Parts of Landing	Calculation	
1	Tiles	22*0.03*1= 0.66 KN/m	
2	Mortar	22*0.03*1= 0.66 KN/m	
4	R.C	25*0.25*1= 6.25KN/m	
5	Plaster	22*0.02*1= 0.44 KN/m	
		Sum	8KN/m

✓ **Load Calculation:-**

Dead Load For Landing For 1m Strip:-

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

Reaction From Flight:-

DL =24.24 KN/m
LL = 10KN/m

Total Dead Load = 8 + 24.24 = 32.24 KN/m

Total Live Load = 5 + 10 = 15 KN/m

Factored Load For Landing :-

W_U = 1.2 ×32.24+ 1.6×15=62.7KN/m

✓ System of Landing:-

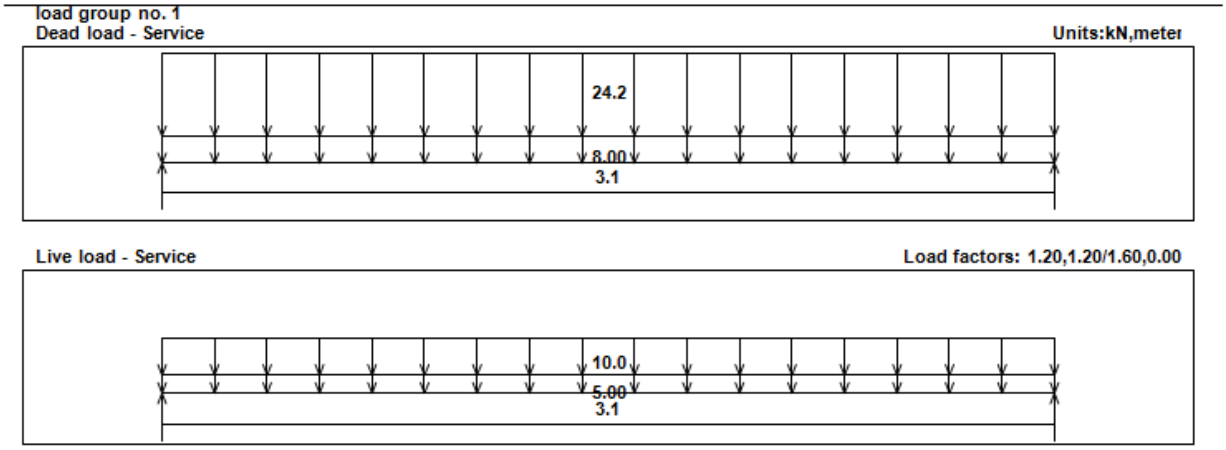


Fig (4.29): Static System and Loads Distribution At First 1m 0f Landing

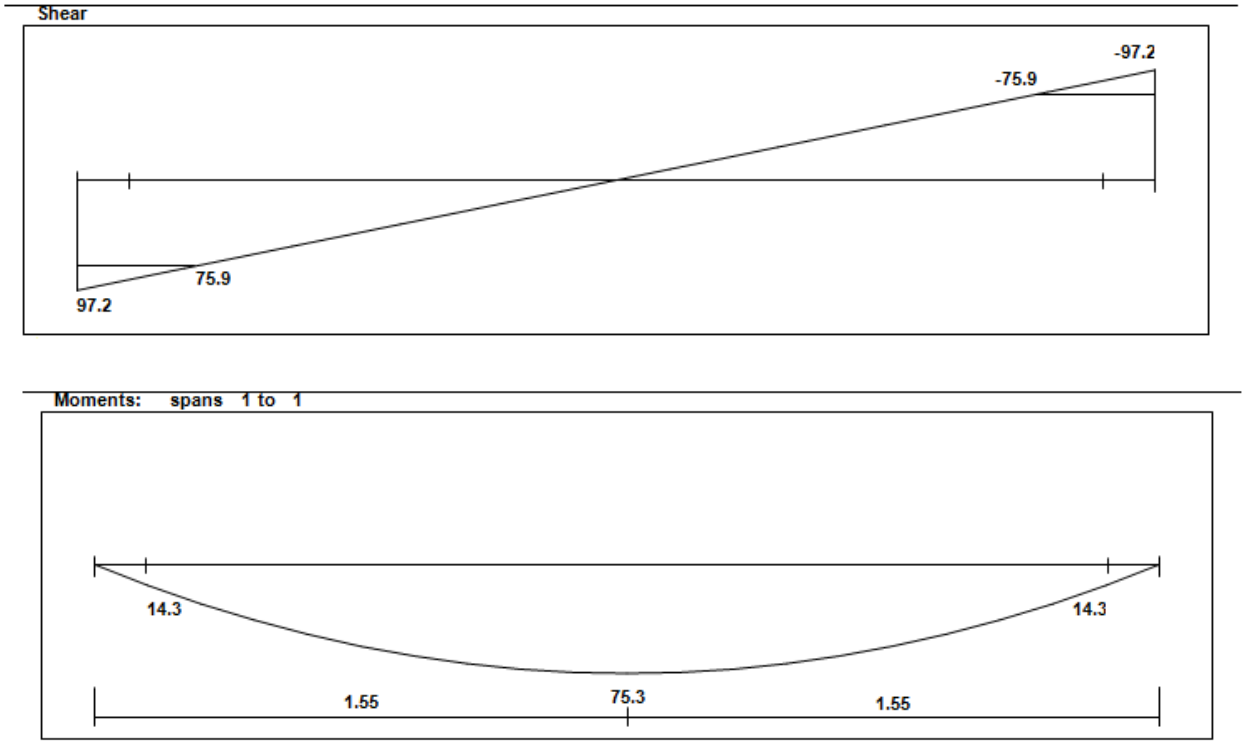


Fig (4.30): Shear and Moment Diagram At First 1m of Landing.

1- Design of Shear:- (Vu=75.9 KN)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 300 - 20 - \frac{12}{2} = 224\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 224 = 182.9$KN

Φ* V_c = 0.75* 182.9= 137.2 KN> Vu = 75.9 KN**…... No shear reinforcement are required**

2- Design of Bending Moment :- (Mu=75.3 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 300 - 20 - \frac{12}{2} = 224\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{75.3\times10^6}{0.9\times1000\times224^2} = 1.667\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.667}{420}}\right) = 0.0415$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0415×1000×224 = 929 mm^2

$A_{s,min}$ =0.0018*1000*250= 450 mm^2

$A_{s,req}$ 929 mm^2

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*250=750 mm

S = 450 mm**…… is control**

Use ø14@ 15 cm , $A_{s,provided}$= 1025.64 mm^2>$A_{s,required}$= 929mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1025.64\times420}{0.85\times1000\times24} = 21.11\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{21.11}{0.85} = 24.85mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{224 - 24.85}{24.85}\right) = 0.0240 > 0.005\ \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

1- Lateral or Secondary Reinforcement For Landing :-

$A_{s,req}= A_{s,min} =0.0018*1000*250 = 450mm^2$

Use ø12@ 200 mm , $A_{s,provided}= 565mm^2 > A_{s,required}= 450mm^2$… Ok

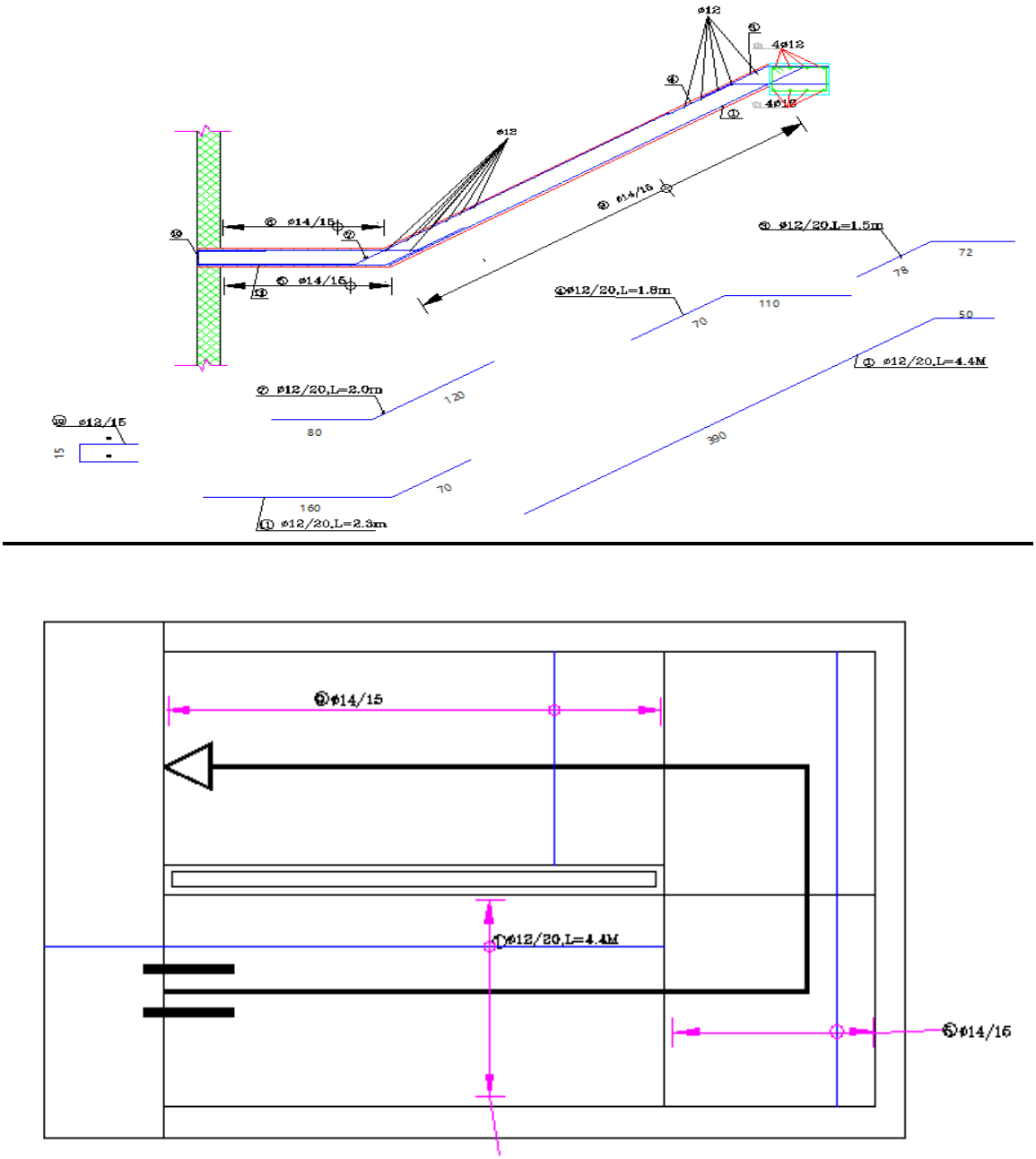


Fig (4.31): Reinforcement of stairs

4.11 Design of Basement Wall:

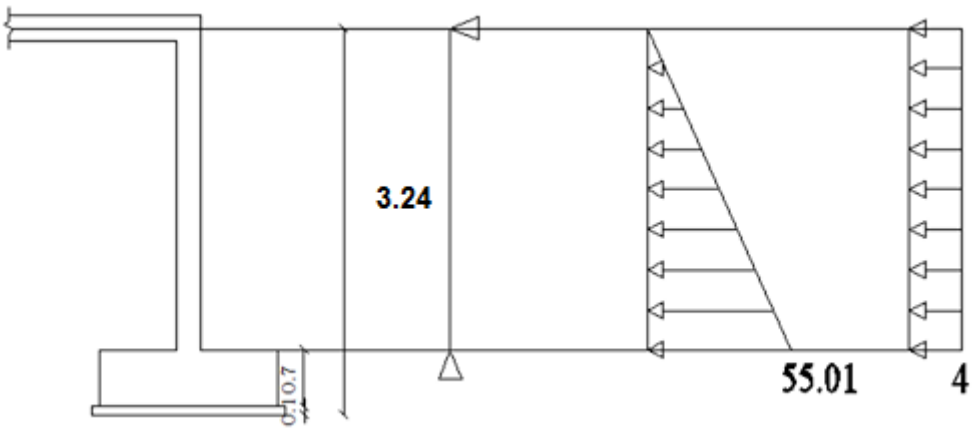


Figure (4-32): Geometry of basement.

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

$\emptyset = 30° \gamma = 18.00 KN/m^3$

$18.00 KN/m^3$

$Ko = 1 - \sin \emptyset$
$= 1 - \sin 30$
$= 0.50$

4.14.1 Load on basement wall:

For 1m length of wall:

* **Weight of backfill:**

$q1 = Ko * \gamma * h$
= 0.50*18.0*3.24 =29.16 KN/m

$q_{1\ (Factored)}$ = 1.2 *29.16 = 35 KN/m

*** Load from live load:**

LL=5 KN/m2

$q2 = Ko * LL$

$= 0.50 * 5 = 2.50$ KN/m

$q_{2\ (Factored)} = 1.6 * 2.50 = 4.0$ KN/m

4.14.2 Design of the shear force:

Assume h = 300 mm,

$d = 300 - 20 - 14 = 266$ mm

Vmax =77.77 KN

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

$$\phi Vc = \frac{\phi\sqrt{24} * 1000 * 266}{6} = 162.9 KN$$

$Vu < \phi Vc$

No shear Reinforcement is required.

4.14.3 Design of bending moment:

Mu max =61.1 KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{61.1}{0.9} = 67.88\ KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{67.88 * 10^6}{1000 * 266^2} = 0.96\ Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

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

$$= \frac{1}{20.58} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.96 * 20.58}{420}}\right)$$

$$= 2.343 * 10^{-3}$$

$$Asreq = \rho * b * d = 2.34 * 10^{-3} * 1000 * 266 = \mathbf{6.23\ cm^2/m}$$

$Asmin = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 300 = 3.60\ cm^2/m$

$Amin \leq Areq$

Select ∅12@15cm/m

Vertical reinforcement at compression face:

$As\ req = As\ min = 3.60\ cm^2/m$

∅10@15cm/m

4.14.4 Design of the horizontal reinforcement:

$Asmin = 0.0012 * b * h = 0.002 * 1000 * 300 = 360 cm^2/m$

Select**∅10@20cm/m**, in two layer.

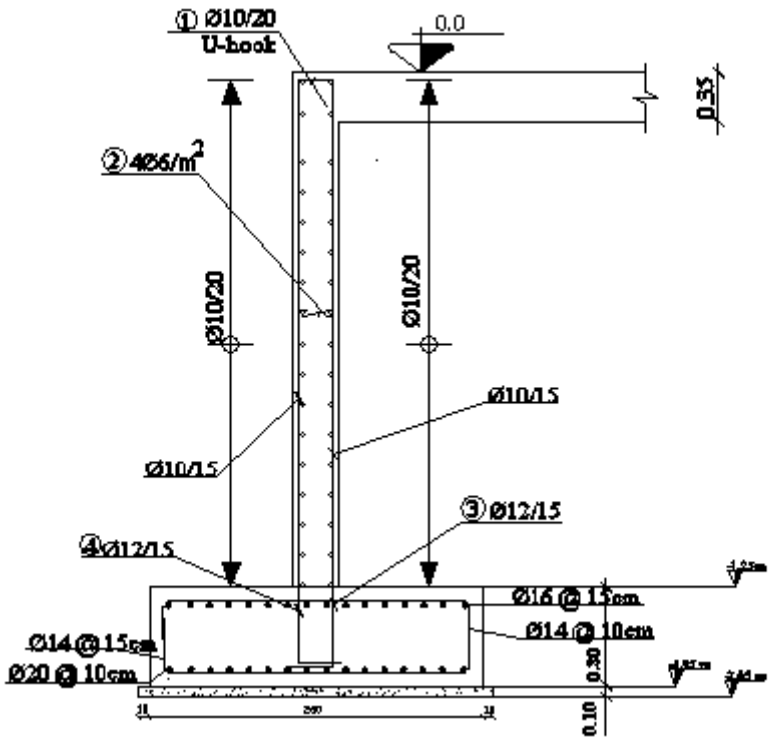


Figure (4-33): Reinforcement for Basement Wall.

الفصـــــــــــل الخامس

النتائج و التوصيات

5

1.5 النتائج

2.5 التوصيات

3.5 المراجع

4.5 الملحقات

1.5النتائج

من خلال هذا التجوال في هذا البحث،و التعرف على معطياته و جوانبه ،تم الخروج بخلاصة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي :-

1-إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .

2-إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .

3- التعرف على العناصر الإنشائية ، وكيفية التعامل معها, ومع آلية عملها ،وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة الإنشائية .

2.5 التوصيات

1-يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.

2-يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.

3-ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

4-يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

3.5 قائمة المصادر و المراجع

1-كودات البناء الوطني الأردني، ***كود الأحمال والقوى***، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.

2-ملاحظات الأستاذ المشرف

3- ACI Committee 318 (2011),ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.

4.5 الملحقات

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

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

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

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEA`S OR ONE WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)†	$\ell/480^‡$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^§$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

الاحمال الحية للأرضيات والعقدات

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف التدريس.	3.0	2.7
		غرف المطالعة دون مستودع كتب.	2.5	4.5
		غرف المطالعة بمستودع كتب.	4.0	4.5
		قاعات المعدات.	2.0	1.8
		غرف الأشعة والعمليات والخدمات.	2.0	4.5
		غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.	2.0	1.8
		المقصورات.	4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض.	-

المباني التعليمية وماشابهها	السجون 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.
		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.	كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.