بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الانشائي لكلية الهندسة المعمارية و الفنون التطبيقية

فلسطين- الخليل

إشراف :

م. خليل كرامة

فريق العمل :

وسيم الشحاتيت وسام عمرو علاء المصري

ملخص المشروع

تتلخص فكرة المشروع في التصميم الانشائي لكلية العمارة والفنون التطبيقية في مدينة جامعية يفترض بنائها في مدينة الخليل.

هذا المشروع هو التصميم الانشائي لكلية العمارة والفنون ضمن مدينة جامعية كبيرة نوعا ما نظرا لقلة وجود كليات العمارة في محافظة الخليل وان انشاء مثل هذه الكلية في فلسطين سيكون لها فائدة كبيرة على المواطنين الساكنين بقرب من منطقة الجامعة وغيرهم ولذلك لم يتوانى المهندسين الذين هم جزء من هذا المجتمع عن واجبهم في توفير ما يحتاجه من المراكز التعليمية المهمة لابنائه حيث ان هذا المشروع فريد من نوعه نظرا لعدم وجود الكثير منه في مدينة الخليل.

يقع المشروع في مدينة الخليل ويتكون من ثلاثة طوابق بالإضافة الى الطابق الأرضي وطابق التسوية أي خمسة طوابق بمساحة اجمالية 15000 متر مربع يستند ويتميز تصميم المشروع من الناحية المعمارية بانة تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق ممن الناحية الجمالية والوظيفية.

تم التصميم باذن الله بناء على متطلبات الكود الأمريكي ACI-318 وتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الانشائي وبرامج الرسم ATIR,AUTOCAD,SAFE,ETABS ومن الجدير بالذكر انه تم أيضا استعمال الكود الأردني لتحديد الاحمال الحية والميتة وتضمن المشروع دراسة انشائية تفصيلية وتحليل العناصر الانشائية والاحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الانشائي لهذه العناصر واعداد المخططات التنفذية بناء على التصميم المعد لهذه العناصر الانشائية.

Project abstract

The idea of the project is the structural design of the Faculty of "The College of Architecture and Applied Arts" in a university city supposed to be built in the city of Hebron.

This project is the structural design of the Faculty of Architecture and Arts within a large university city due to the small number of faculties of architecture in the Hebron governorate and the establishment of such a college in Palestine will be of great benefit to the citizens living near the university area and others and therefore did not hesitate engineers who are part of this The community is committed to providing the educational centers that are important to its children. This project is unique because there is not much in the city of Hebron.

The project is located in the city of Hebron and consists of three floors in addition to the ground floor and the level of the level of any five floors with a total area of (15000 square meters) is based on the design of the project in terms of architectural style has been in a manner based on the multiplicity of blocks and spatial distribution symmetrically aesthetic and functional.

The design was done according to the requirements of the American code ACI-318 and some design programs and drawing programs were used at ATIR, AUTOCAD, SAFE and ETABS. It is also worth mentioning that the Jordanian Code was used to determine the living and dead loads. The project included a detailed construction study, And then the structural design of these elements and the preparation of the implementation plans based on the design prepared for these elements of construction.

فهرس المحتويات Table of Contents

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

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

الفصل الثاني	الوصف المعماري	6
1-2	مقدمة	7
2-2	لمحة عامة عن المشروع	7

3-2	موقع المشروع	8
4-2	وصف المساقط الافقية	9
4-2-1	طابق التسوية	9
4-2-2	الطابق الارضي	10
4-2-3	الطابق الأول	11
4-2-4	الطابق الثاني	12
4-2-5	الطابق الثالث	13
5-2	وصف الواجهات	14
5-2-1	الواجهة الشمالية	14
5-2-2	الواجهة الغربية	15
5-2-3	الواجهة الشرقية	16
5-2-4	الواجهة الجنوبية	17
6-2	وصف الحركة	18

الفصل الثالث	الوصف الانشائي	19
1-3	مقدمة	20
2-3	الهدف من التصميم الانشائي	20
3-3	مراحل التصميم الانشائي	20
4-3	الأحمال	21
4-3-1	الأحمال الميتة	21
4-3-2	الأحمال الحية	22
4-3-3	الأحمال البيئية	23
4-3-4	أحمال الرياح	23
4-3-5	أحمال الثلوج	24
4-3-6	أحمال الزلازل	24
5-3	الاختبارات العملية	25
6-3	العناصر الانشائية	25
6-3-1	العقدات	26
6-3-1-1	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	27
6-3-1-2	عقدات العصب ذات الاتجاهين	27

6-3-1-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	28
6-3-1-4	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	28
6-3-2	الأدراج	29
6-3-3	الجسور	30
6-3-4	الأعمدة	31
6-3-5	جدران القص	32
6-3-6	الأساسات	33
7-3	فواصل التمدد	35
8-3	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	36

Chapter 4	Structural Analysis and Design	37
4-1	Factored Loads	38
4-2	Determination of Slabs Thickness	38
4-3	Design of Topping	39
4-4	Determination of Loads of Ribs	40
4-5	Design of Rib29	42
4-5-1	Design of rib "R(29)" for max positive moment : Mu = 15 KN.m	44
4-5-2	Design of rib for positive moment : Mu = 8 KN.m	46
4-5-3	Design of rib for positive moment : Mu = 12.3 KN.m	47
4-5-4	Design of rib for negative moment : Mu = -8.6 KN.m	49
4-5-5	Design of rib for positive moment : Mu = -10.9 Kn.m	50

4-5-6	Check for Shear	51
4-6	Design of Beam " B (83) "	52
4-6-1	Design of positive moment : M_{umax} = 71 KN.m	54
4-6-2	Design of negative moment	56
4-6-3	Design of shear	57

الفصل الخامس	النتائج و التوصيات	59
1-5	مقدمة	60
2-5	الهدف من التصميم الانشائي	60
3-5	مراحل التصميم الانشائي	60
4-5	الأحمال	61

فهرس الجداول

رقم الجدول	اسم الجدول	رقم الصفحة
جدول (1-1)	الجدول الزمني للمشروع	5
جدول (3-1)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	21
جدول (3-2)	الأحمال الحية لعناصر المبنى	22
جدول (3-3)	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	24
جدول(4-1)	Calculation of the total dead load on Topping	39
جدول (4-2)	Calculation of the total dead load for one way rib slab	41
جدول (9-5-a)	Minimum Thickness of Beams and One Way Slabs	62
جدول (9-5-b)	Maximum Permissible Computed Deflections	63

فهرس الأشكال

رقم الشكل	اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل (2-1)	المخطط الرئيسي للمبنى	7
الشكل (2-2)	مخطط الموقع العام للمشروع	8
الشكل (2-3)	مسقط الطابق الأرضي	10
الشكل (2-4)	مسقط الطابق الأول	11
الشكل (2-5)	الواجهة الشمالية	14
الشكل (2-6)	الواجهة الغربية	15
الشكل(2-7)	الواجهة الشرقية	16
الشكل(2-8)	الواجهة الجنوبية	17
الشكل(2-9)	قطاع A-A و قطاع B-B	18
الشكل(3)	انتقال الاحمال	22
الشكل (3-1)	تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به	23
الشكل (3-2)	توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى	25
الشكل (3-3)	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	27
الشكل (3-4)	عقدات العصب ذات الاتجاهين	28
الشكل (3-5)	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	28
الشكل (3-6)	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	29
الشكل (3-7)	الدرج	29
الشكل (3-8)	أنواع الجسور المستخدمة في المشروع	30
الشكل (3-9)	أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع	31
الشكل (3-10)	جدار قص	32

الشكل (3-11)	الأساسات	33
الشكل (3-12)	مقطع طولي في الاساس	34
الشكل (3-13)	توزيع الحديد في الاساس	34

List of Figures

Figure #	Description	Page #
4-1	Part of First Floor Slab	38
4-2	Topping System of one way ribbed slab	39
4-3	Typical Section in One Way Ribbed Slab	41
4-4	Geometry of Rib 29	42
4-5	Loading of Rib 29	43
4-6	Moment and Shear Envelopes of Rib 29	43
4-7	Geometry of Beam 83	52
4-8	Loading of Beam 83	53
4-9	Moment and Shear Envelopes of Beam 83	53

List of Abbreviations

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

الفصـــــــــــل 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.

1-1 المقدمة :

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 لكلية العمارة والفنون التطبيقية جامعة بوليتكنيك فلسطين

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 لكلية العمارة والفنون التطبيقية جامعة بوليتكنيك فلسطين ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات والجسور 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 الأول و والثاني من السنة الدراسية 2019\2018 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الاول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

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,Staad Pro, sp Column).

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

6-1 فصول المشروع :

يحتوي هذا المشروع على أربعة فصول وهي:

1-الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث وأهدافه.

2- الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.

3- الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

4-الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

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 (2018-2019)

الأسابيع / النشاط	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع																
دراسة المخططات المعمارية																
دراسة المبنى انشائيا																
توزيع الاعمدة وأنواع العقدات																
التحليل الانشائي للمشروع																
التصميم الانشائي (عقدات، جسور)																
اعداد المخططات																
كتابة المشروع																
عرض المشروع																

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 مقدمة :

ان الوصف المعماري لأي مبنى حاجه ماسه وهامة لنجاحه اذ يساعد في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى حسب اختلاف نوعه والحاجة التي أنشأ لأجلها. ومن اهم ميزات تصميم المراكز توفير الراحة والخدمات للزوار مثل الصالات الرياضة والمعارض والكافتيريات وغيرها.

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 لمحة عن المشروع :

المشروع عبارة عن كلية تضم تخصص الهندسة المعمارية وتخصص الفنون التطبيقية , من خلال ايجاد التناغم بين الفن والعمارة , بحيث يهيء بيئة مثالية للابداع في هذا المجال ,وصقل مدارك الدارسين من ناحية تذوق الفن والقدرة على جبل هذ الفن في الاطار المعماري وعمل تكامل بين الافكار الخيالية والافكار الواقعية قدر الامكان حتى يستطيع الخروج بتصاميم متجانسة ومتناغمة ذات طابع جمالي ووظيفي وتقدر مساحة المبنى 16000 م2

الشكل (2-1) المخطط الرئيسي للمبنى

3-2 موقع المشروع :

بعد ما تم تحليل الموقع تحليلا جغرفيا تم اختيار الافضل بينهم بناءا على الافضل مساحه واطلاله فكانت قطعه الارض المختاره بمساحه تقدر ب16ونصف دونم متواجده في ابو رمان مقابل مبنى فوزي كعوش في جبل الرحمه .

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 يتلاءم مع قطعة الارض المخصصة له ويحتوي، والشكل (2-2) يبين مخطط الموقع العام للمشروع .

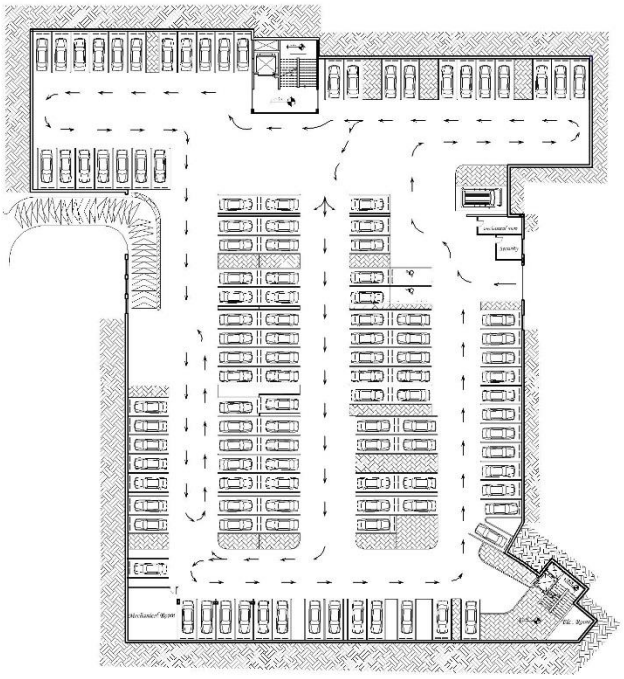
الشكل(2-2) مخطط الموقع العام للمشروع

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 المبنى 16000 م^2 موزعة على عدة طوابق.

4-2-1 طابق التسوية :

تبلغ مساحة هذا الطابق 2800 م2 على منسوب (-3.84 m) من سطح الأرض ،وهذا الطابق يستخدم كراج للسيارات ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة ، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق و الموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة للسيارات ، الشكل (4-2) يبين مسقط الطابق الأول.



4-2-2 الطابق الأرضي :

تبلغ مساحة هذا الطابق 2800 م^2 ذات منسوب (0.8 + م) من سطح الأرض و هو عباره عن طابق يحتوي على مسجد ومطبخ وقاعات رسم ومكتبة ومعرض وكافتيريا ومدرج وقاعات تدريس وغيرها من الخدمات الأخرى و خدمات أخرى ، ويمتاز بسهولة حركة الأشخاص العاملين فيه و الزوار وكذلك سهولة الانتقال من طابق الارضي الى طابق اخر ، وأيضا يشمل من حوله في الخارج مكونة من حديقة ومساحات خضراء وأماكن خاصة للمركبات وكذلك يشمل على ملعب لكرة القدم ، الشكل (3-2) يبين مسقط طابق الأرضي .

الشكل (3-2) مسقط طابق الأرضي

4-2-3 الطابق الاول :

تبلغ مساحة هذا الطابق 3000 م2 على منسوب (4.64 +)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 اماكن للجلوس ومكاتب ادارية وغرف تدريس وقاعة اجتماعات و مكتبة ومصلى ومدرج وغيرها من العديد من الخدمات الأخرى، الشكل (4-2) يبين مسقط الطابق الأول.

الشكل (4-2) مسقط الطابق الاول

4-2-4 الطابق الثاني :

تبلغ مساحة هذا الطابق 3000 م2 على منسوب (+ 8.48 m) من سطح الأرض ، ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة ، و التناسب بين وظائف الفراغات الموجودة و الموزعة بشكل يجعل الحركة سلسة بين هذه الفراغات و تشمل اماكن للجلوس ومكاتب ادارية وغرف تدريس وقاعة اجتماعات واستديو و مختبرات حاسوب وغيرها من العديد من الخدمات الأخرى، الشكل (4-2) يبين مسقط الطابق الأول.

4-2-5 الطابق الثالث :

تبلغ مساحة هذا الطابق 3000 م2 على منسوب (+ 16.16 m) من سطح الأرض ،ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة ، و هذه الفراغات التي تشمل اماكن للجلوس ومكاتب ادارية وقاعات تدريس و مختبرات حاسوب و مدرج وغيرها من العديد من الخدمات الأخرى، الشكل (4-2) يبين مسقط الطابق الأول.

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.

5-2-1 الواجهة الشمالية :

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية للمبنى و فيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى ، 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 (5-2) يبين الواجهة الشمالية .

North Elevation

Scale : 1-250

الشكل (5-2) الواجهة الشمالية

5-2-2 الواجهة الغربية :

تحتوي هذه الواجهة على مدخل إضافي من الطابق الأرضي للمبنى، والناظر 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 (6-2) يبين الواجهة الغربية.

الشكل (6-2) الواجهة الغربية

5-2-3 الواجهة الشرقية :

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 (2-7) يبين الواجهة الشرقية.

East Elevation

Scale : 1-250

الشكل (2-7) : الواجهة الشرقية

4-2-5 الواجهة الجنوبية :

توضح هذه الواجهة تعدد الفتحات المستخدمة و هذا يظهر مدى التباين الوظيفي لفراغات المبنى . كما يلاحظ استخدام انواع مختلفة من الحجر لتمييز مواقع الفتحات وايضا لكسر الملل الممكن ظهوره. كما ان للكتل الزجاجية المستعملة و المكونة من الزجاج و الالمنيوم الدور الفاعل في اضفاء الرونق والجمال على هذه الواجهة من جهة و من جهة أخرى فان مثل هذه الفتحات تسهم في توفير اضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى، الشكل (2-8) يبين الواجهة الجنوبية.

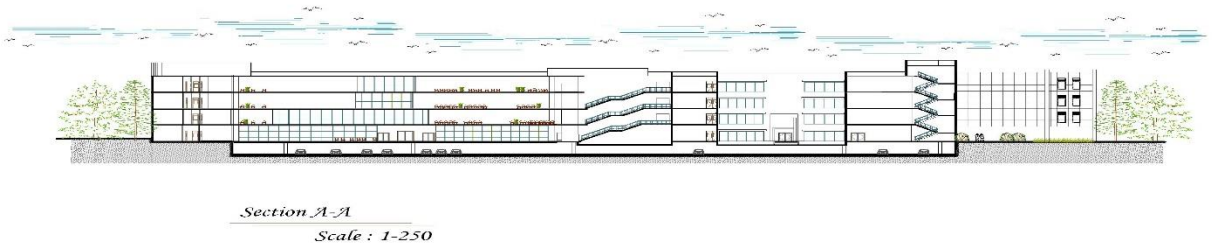
South Elevation

Scale : 1-250

الشكل (2-8) : 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 دخول الموظفين والزوار والطلاب الى الطابق الأرضي مباشرة ومكان من طابق التسوية أيضا ، اما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم الى حركة افقية داخل الطابق الواحد وحركة راسية بين الطوابق المختلفة باستخدام المصاعد والادراج , والمقاطع تصف الحركة بنوعيها في المباني ، الشكل (2-9) يبين القطاع A-A والقطاع B-B .



الشكل (2-9): القطاع A-A و القطاع B-B

الفصل 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 العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

3-7 فواصل التمدد.

3-8 برامج الحاسوب.

3-1 مقدمة :

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الانتقال 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 الإنشائي :

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 الإنشائي :

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين :-

1. المرحلة الأولى : -

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

2. المرحلة الثانية : -

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ اختياره 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 : -

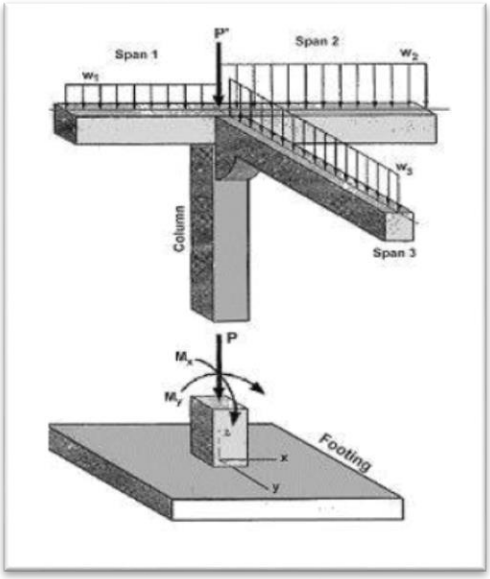
4-3-1 الأحمال الميتة : -

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

بالإضافة إلى الحمل الميت الناتج من القواطع ويقدر بـkN/m^2 1.5 = (Partition load)



الشكل رقم (3-1) انتقال الأحمال .

4-3-2 الأحمال الحية : -

و هي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الأجهزة والمعدات وأحمال التنفيذ كالخشب والمعدات وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ ويؤخذ 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.

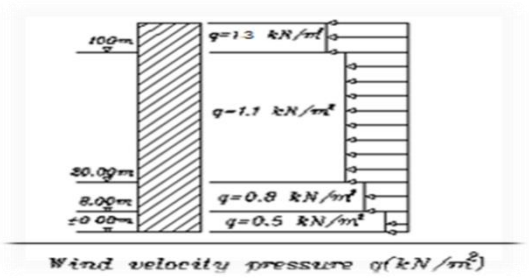
4-3-3 الأحمال البيئية : -

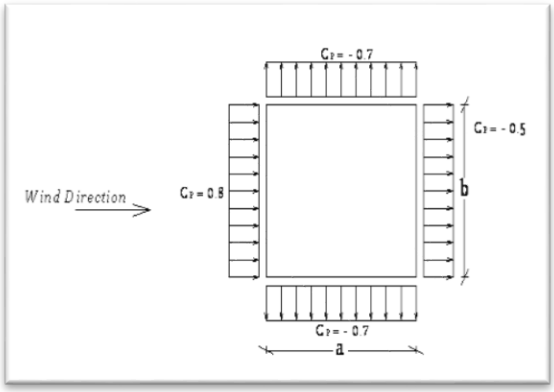
وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية التي تمر على المنشأ كالثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية والأحمال الناتجة عن ضغط التربة، وهي تختلف من حيث المقدار والاتجاه ومن منطقة لأخرى، ويمكن اعتبارها جزءاً من الأحمال الحية وهي كما يلي: -

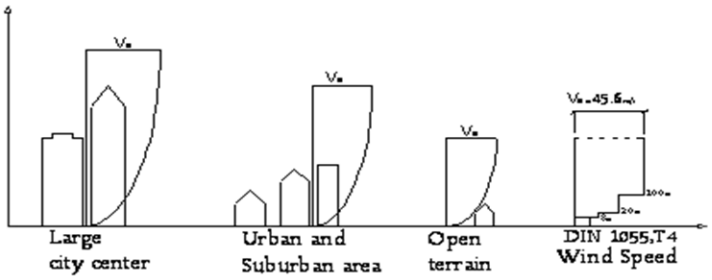
4-3-4 أحمال الرياح :

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

ويبين الشكل (1-3) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به.







الشكل (1-3) : تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به

4-3-5 أحمال الثلوج :

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر وعلى شكل السقف، ويتم تحديدها باستخدام كودات البناء المختلفة، من خلال جداول تأخذ ارتفاع المُنشأ عن سطح البحر وزاوية 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)	أحمال 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 (880م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالآتي:-

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

$$s_L = \frac{880 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.2(KN/m^2)$$

4-3-6 أحمال 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.

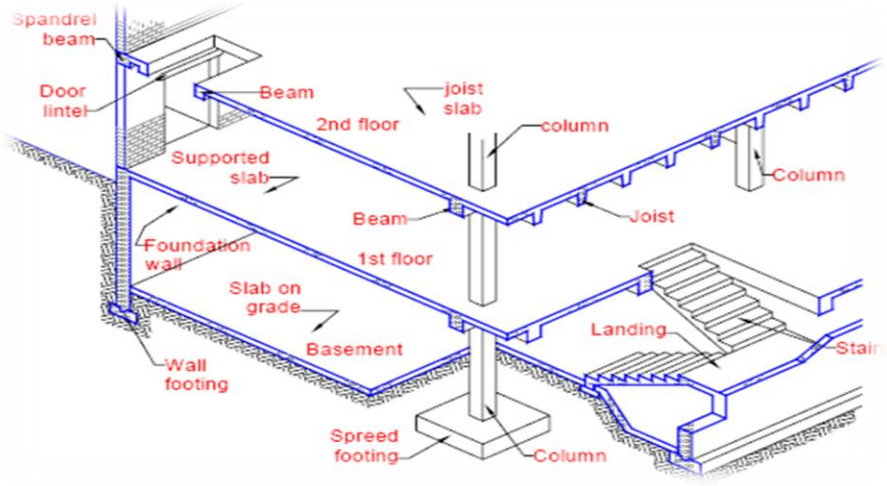
5-3 الاختبارات العملية :

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.

6-3 العناصر 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 (2-3) يبين توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى.



الشكل (2-3):توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى.

ويحتوي المشروع العناصر التالية: -

6-3-1 العقدات :

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والأعمدة والجدران والأدراج والأساسات، دون تعرضها إلى تشوهات.

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

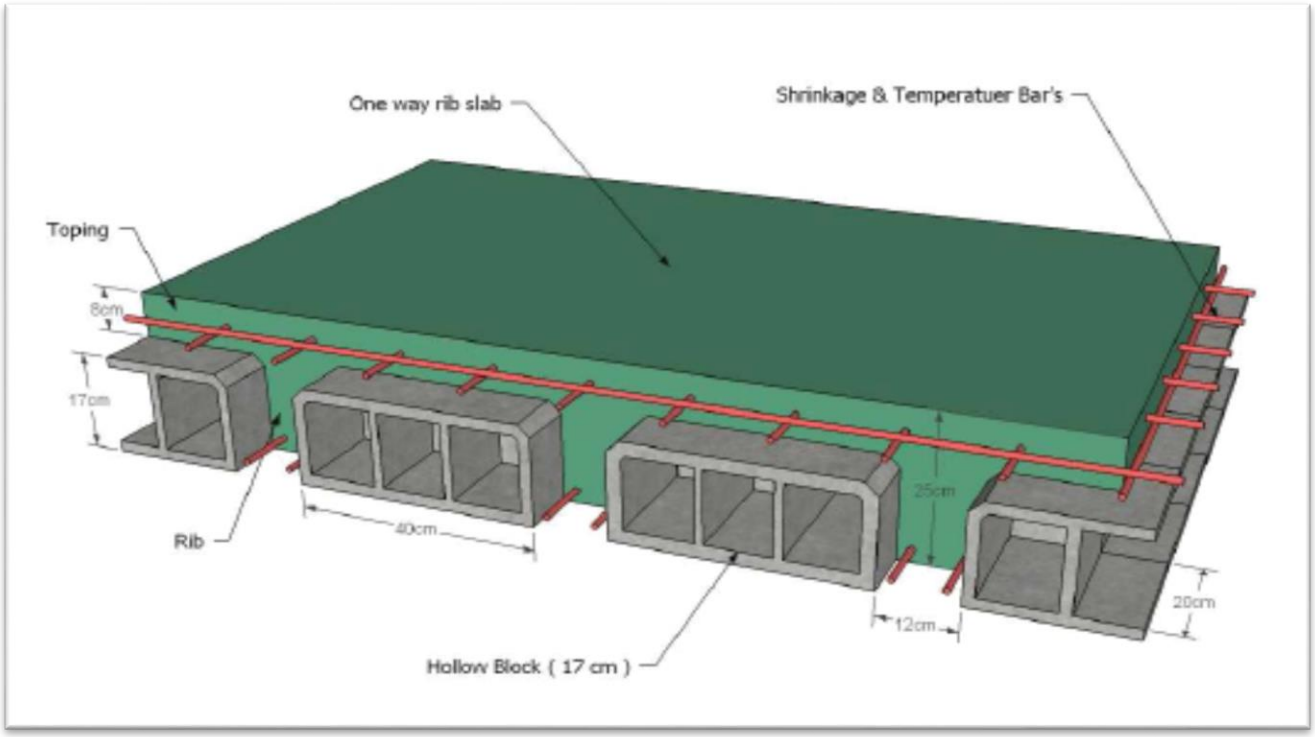
1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :-
   - العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
   - العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab)

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 إلى 6 متر , أما عقدات العصب ذات الاتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبياً, و في التصميم الإنشائي لهذا المشروع سنستخدم كلا النوعين.

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

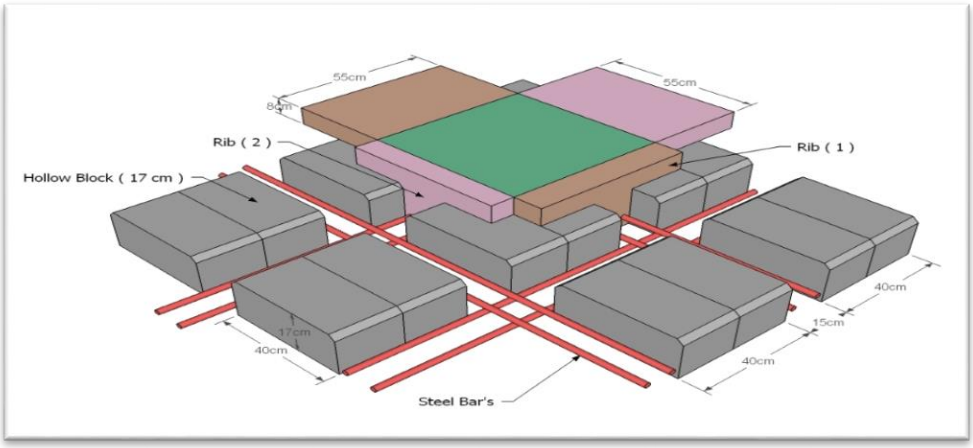
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-3).



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

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

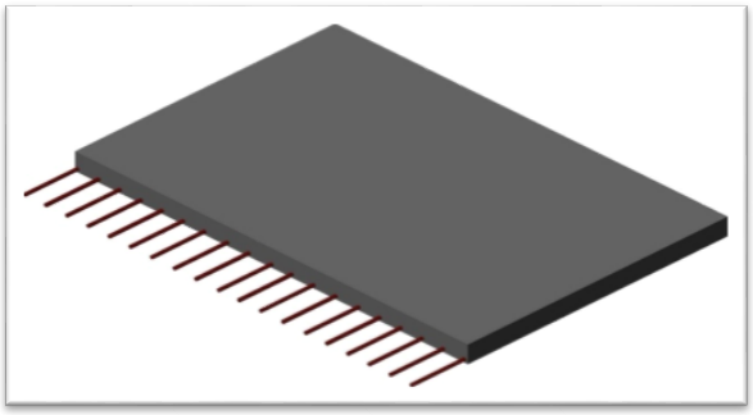
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (3-4).



الشكل(3-4) : عقدات العصب ذات الاتجاهين.

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

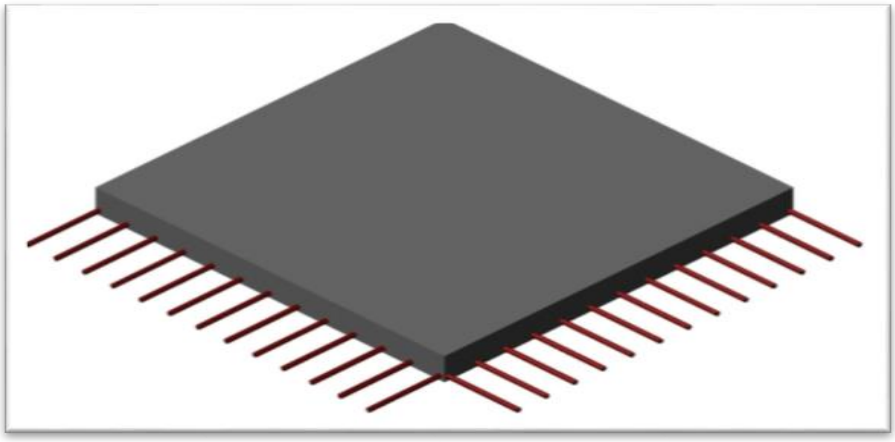
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الديناميكية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماكة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج ، كما في الشكل (3-5) .



الشكل (3-5) : العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

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

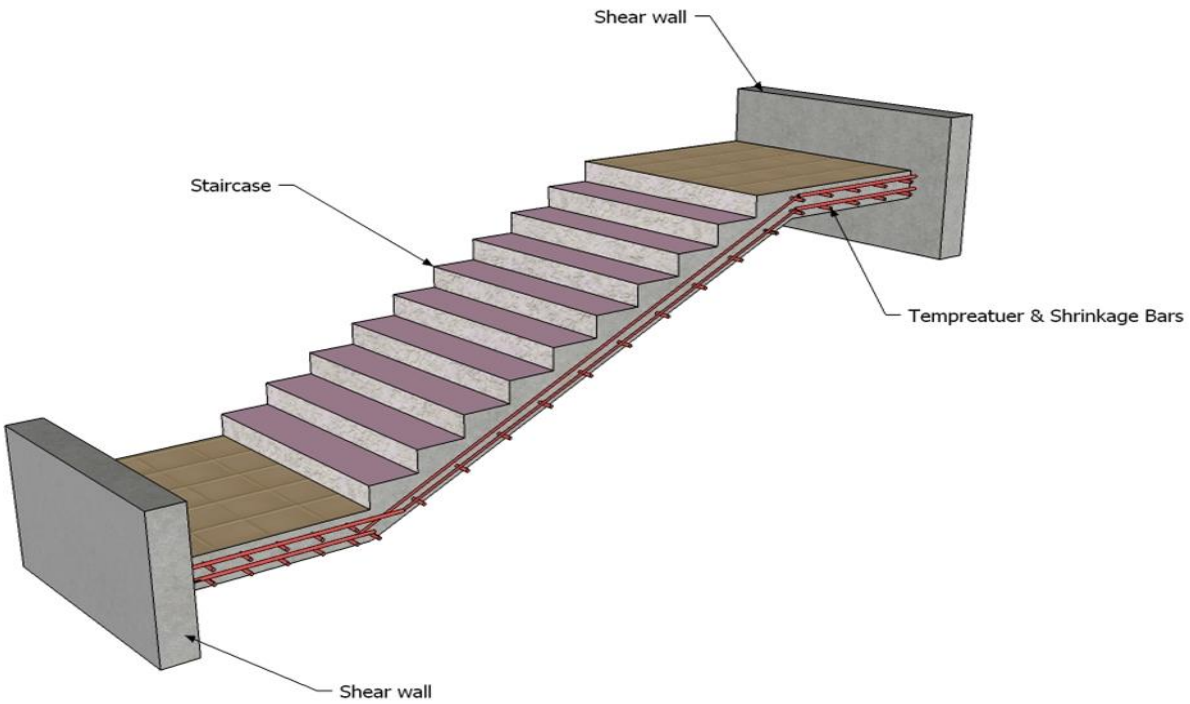
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين كما هو موضح في الشكل (3-6).



الشكل (3-6) : العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

6-3-2 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).



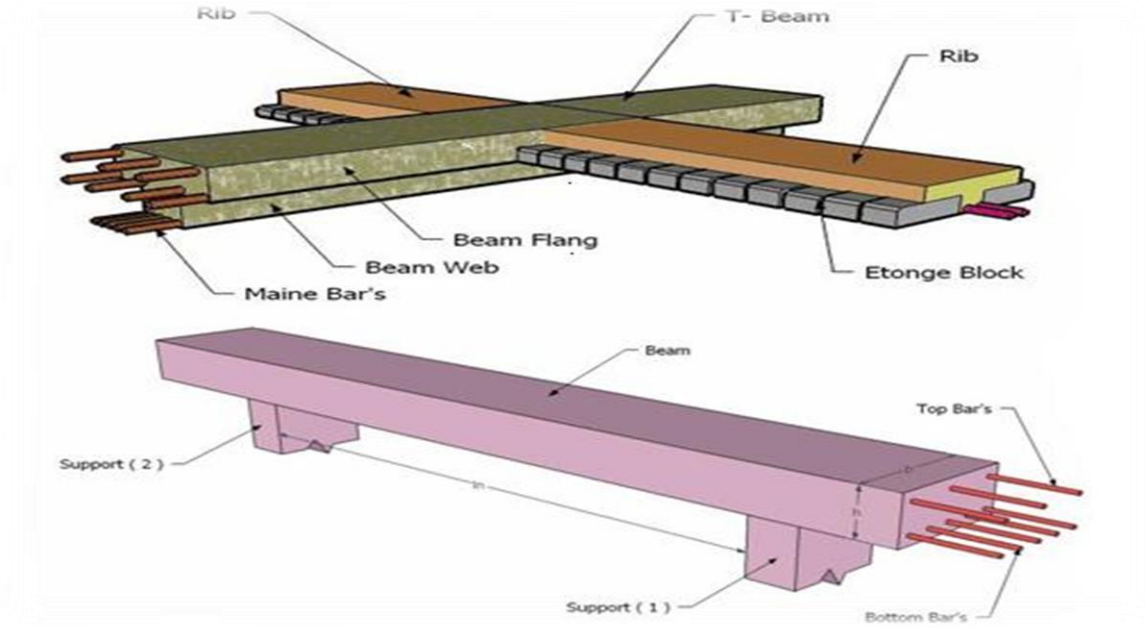
الشكل (3-7): الدرج.

6-3-3 الجسور: -

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

1- جسور مسحورة (Hidden Beam) ، وهي التي يكون ارتفاعها مساوي لارتفاع العقدة.
2- جسور ساقطة (Dropped Beam) وهي التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة, ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي أو العلوي وتسمى L-section أو T-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.



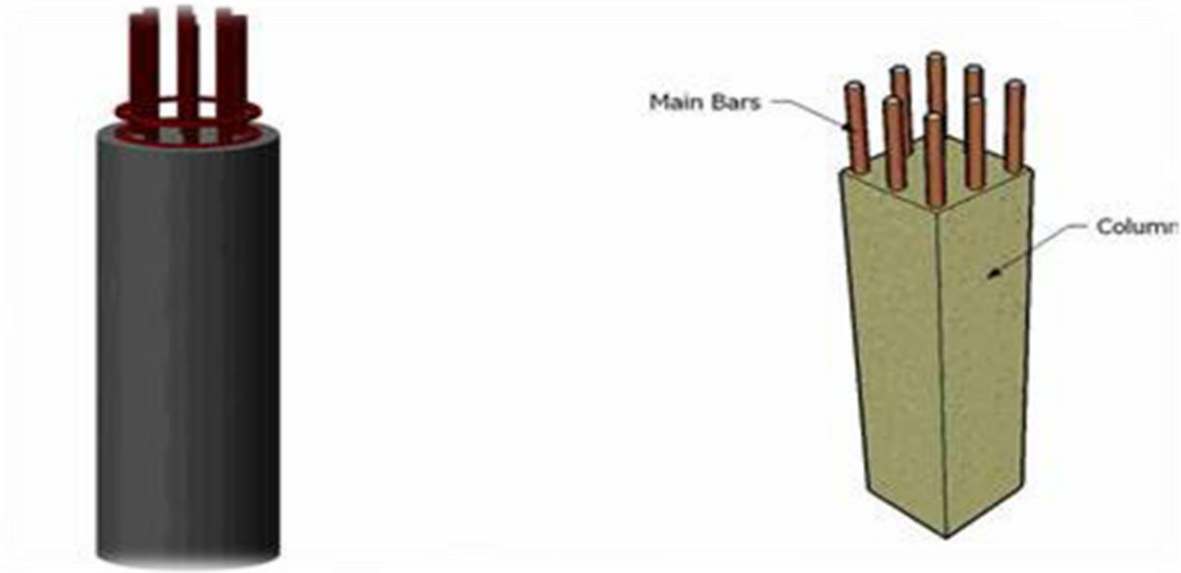
الشكل (3-8):أنواع الجسور المستخدمة في المشروع.

6-3-4 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).

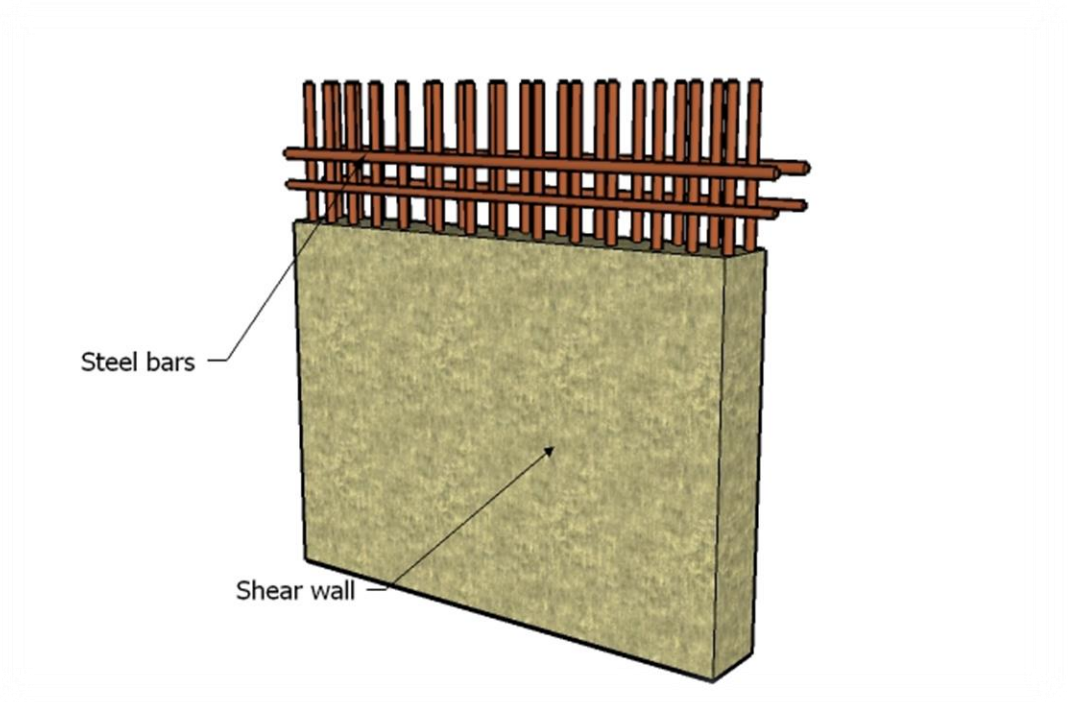
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فهي تقسم إلى ثلاثة أنواع وهي: -المستطيلة والدائرية والمربعة وفيهذا المشروع تم استخدام النوعين المستطيل والدائري كما هو مبين في الشكل (9-3).



الشكل (3-9):أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع.

6-3-5 جدران 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.



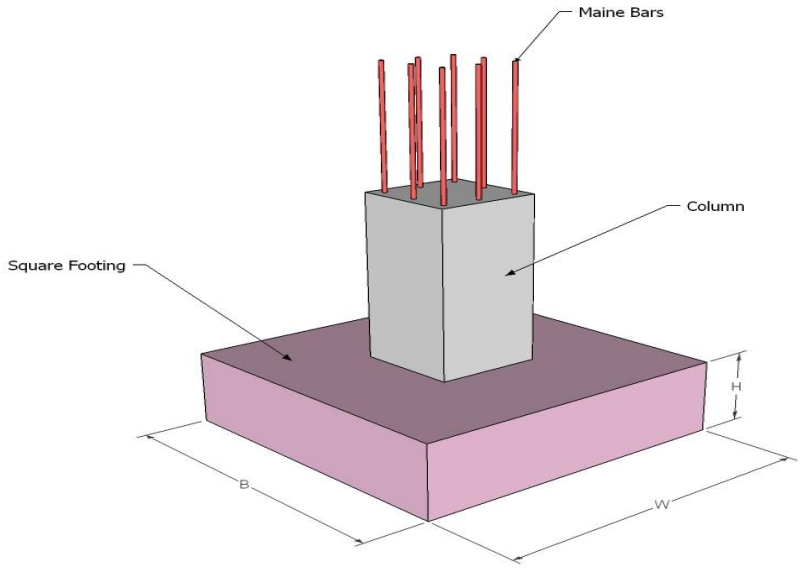
الشكل (3-10) : جدار قص.

6-3-6 الأساسات:-

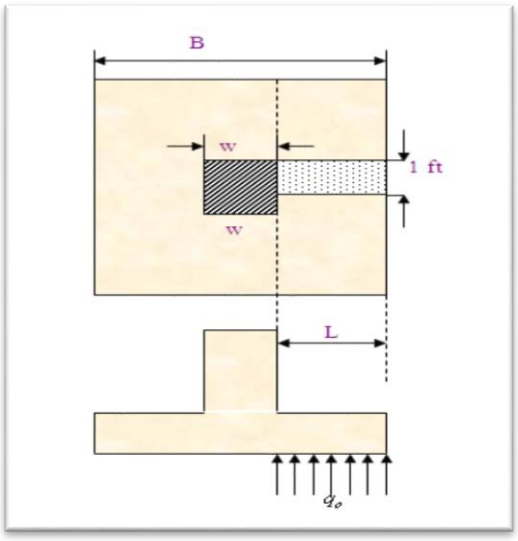
الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط, وهي على عدة أنواع كما يلي:-

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

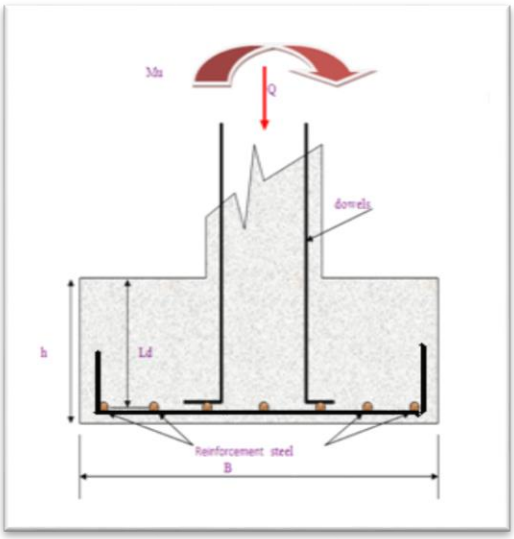
وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها. الشكل (11-3) يبين أساس منفصل .



الشكل (11-3):الأساسات(أساس منفصل).



الشكل رقم (12-3) مقطع طولي في الأساس



الشكل(13-3) توزيع الحديد بالأساس

في الشكلين (3 - 13)، (3- 14) يتم توضيح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس .

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.

كما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3 سم).

8-3 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 2016
7. sp Column
8. ETABS

Chapter 4

Structural Analysis and Design

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

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

In This Project, there are two types of slabs: solid slabs and one-way ribbed. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called " ATTIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs.

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

NOTE:

*****Concrete B300 ……..{ $f_c^{'}$= 24 MPa for rectangular section}.

*The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 MPa}.

4.1 Factored Loads:

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use. The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

$q_u = 1.2DL + 1.6L$ *ACI – 318 - 14 (9.2.1)*

4.2 Determination of Slabs Thickness.

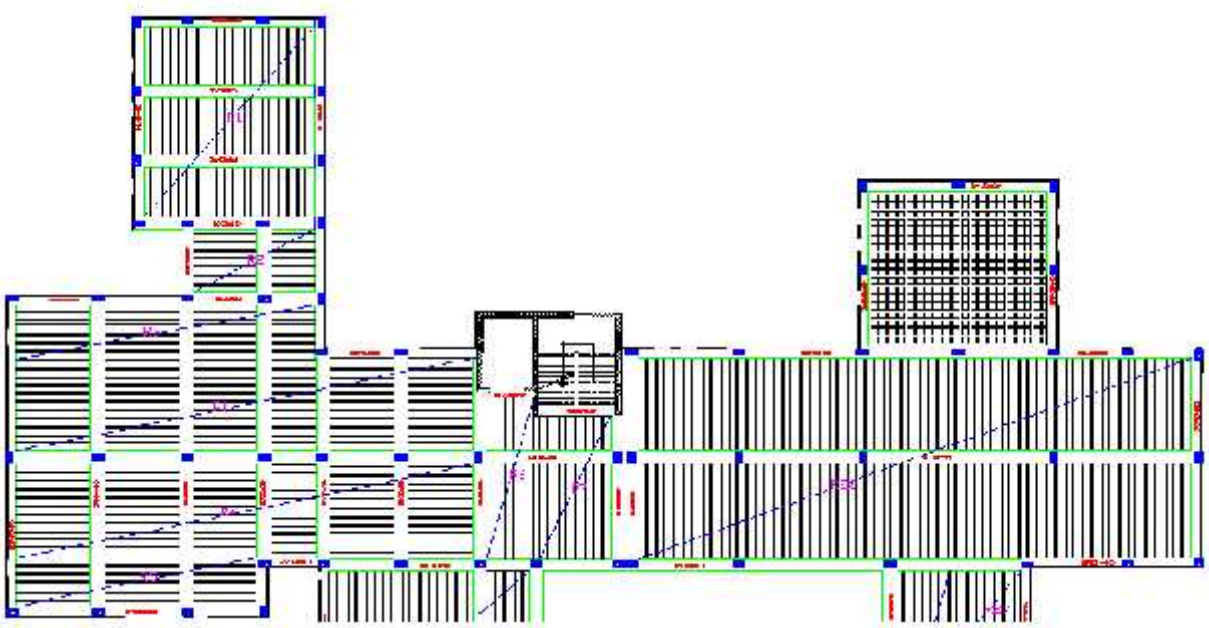


Figure 4.1: Part of First Floor Slab.

According to ACI Code 318-14, the minimum thickness of non-prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

-The maximum span length for one- end continuous (for ribs):

$$h_{min}=\frac{L}{18.5}=\frac{630}{18.5}=34.05\ cm$$

-The maximum span length for both -end continuous (for ribs):

$$h_{min}=\frac{L}{21}=\frac{700}{21}=33.3\ cm$$

-The maximum span length for cantilever (for ribs):

$h_{min} = \frac{L}{8} = \frac{160}{8} = 20cm$

Take slab thickness h= 35 cm. (deflection will be checked)

h = 35cm (27cm Hollow block + 8cm Topping).

4.3 Design of Topping:

Table (4 – 1) Calculation of the total dead load on topping

No.	Material	Calculation
1	Tile	0.03*23*1=0.69KN/m
2	Mortar	0.03*22*1= 0.66KN/m
3	Coarse sand	0.07*17*1= 1.19 KN/m
4	Topping	0.08*25*1 = 2 .0KN/m
5	Interior partitions	1*1 = 1 KN/m
Sum		5.54 KN/m

Live load = 4 *1 KN/m

W_u = *1.2DL + 1.6L* =(1.2 * 5.54) + (1.6 * 4) = 13.048 KN/m. (Total Factored load)

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$M_u = \frac{Wu * l^2}{12}$

$= \frac{13.048 * 0.4^2}{12}$ = 0.174KN.m/m of strip width .

$(\Phi M)_n > M_u$ [Strength Condition, where Φ= 0.55] for plane concrete

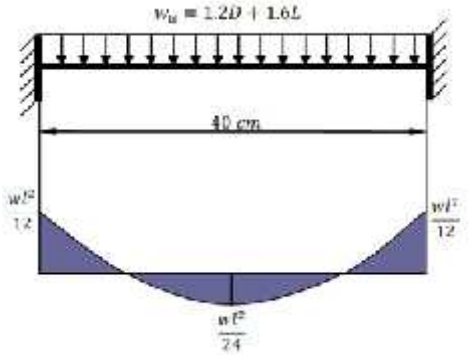


Figure 4.2 Topping System

$Mn = 0.42 \times \sqrt{fc'} Sm$ *ACI-318-14 (22-5.1)*

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

$Mn = 0.42 \times \sqrt{24} * 1066666.67 = 2.194 \text{ KN.m}$

Φ Mn = 0.55 * 2.194= 1.2 KN.m

Φ Mn = 1.2 KN.m > Mu = 0.174 KN.m

No reinforcement required by analysis. According to ACI 10.5.4, provide $A_{(s,min)}$for slabsas shrinkage and temperature reinforcement.

According to ACI 7.12.2.1,° shrinkage = 0.0018

As_{min} = ρ * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144mm^2 /1m

Try barsΦ 8 with As = 50.27mm^2

No. of Φ8 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{144}{50.26} = 2.86 \rightarrow$Spacing(S) = $\frac{1}{2.86}$ = 0.348m = 348 mm

$\leq 380 (\frac{280}{fs}) - 2.5 * Cc \leq 300 (\frac{280}{fs})$

$S = 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) - 2.5 * 20 = 330mm$

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

Not more than: S_{max} = 450 mm

Use c 8 / 20 cm, with As $_{provided}$= 251mm^2/1mboth directions.

4.4Determination of Loads of Ribs:

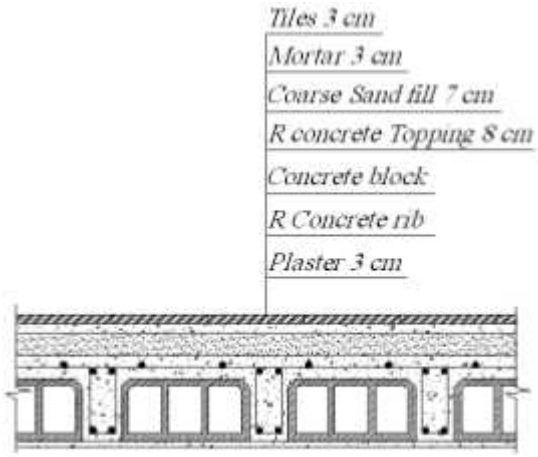


Figure 4.3: Typical Section in Ribbed slab.

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

Table (4 – 2) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No.	Parts of Rib	Calculation
1	Tile	0.03*23*0.52 = 0.359 KN/m
2	mortar	0.03*22*0.52 = 0.343 KN/m
3	Coarse sand	0.07*17*0.52= 0.619 KN/m
4	topping	0.08*25*0.52=1.04 KN/m
5	RC rib	0.27*25*0.12 = 0.81 KN/m
6	Hollow block	0.27*10*0.4= 1.08KN/m
7	plaster	0.03*22*0.52= 0.343 KN/m
8	Interior partitions	1*0.52= 0.52 KN/m
Sum		5.114KN/m

Nominal Total Live Load:

Live load = 4 * 0.52 = 2.08 KN/m of rib

Factored dead Load = 1.2* 5.114 = 6.14 KN/m

Factored live Load = 1.6 * 2.08 = 3.33 KN/m

4.5 Design of Rib R29 :

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

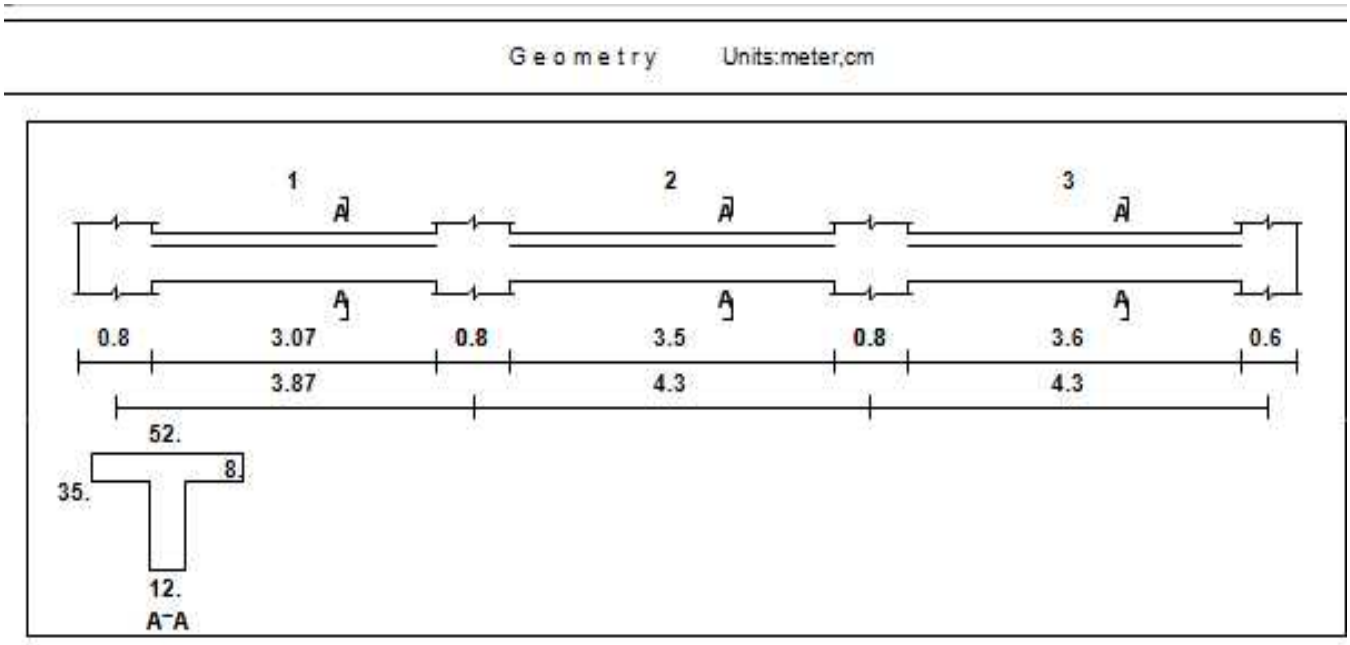


Figure 4.4: Rib (29) Geometry.

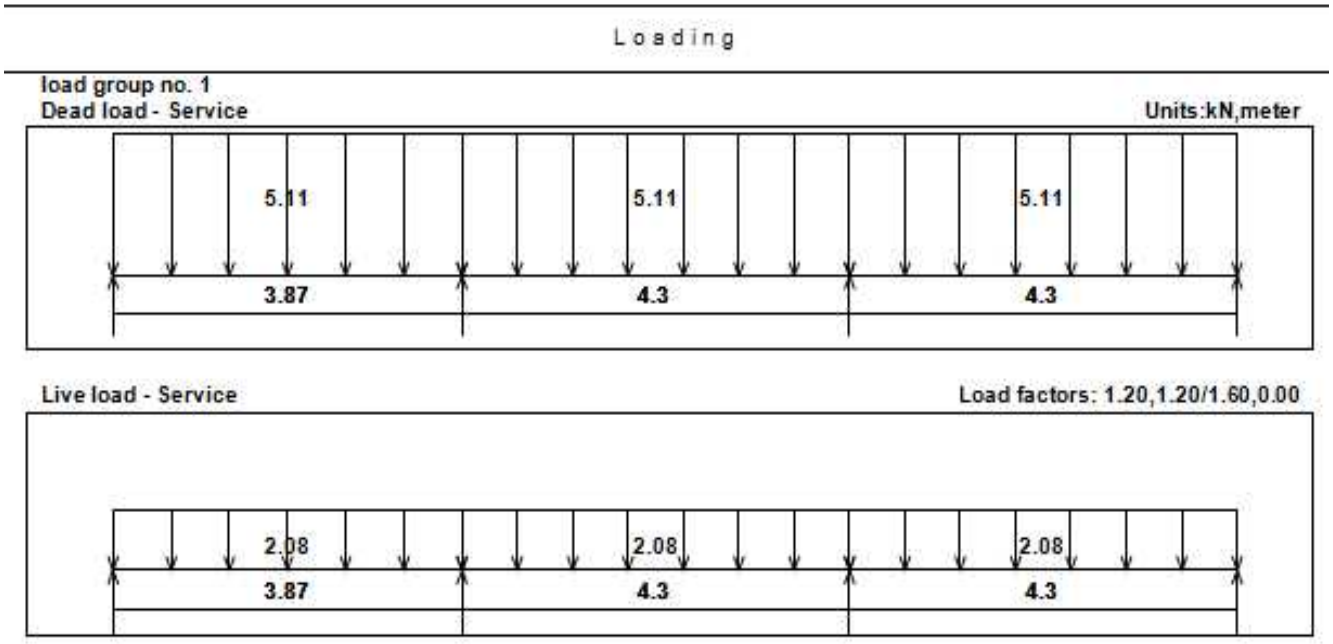


Figure 4.5: Loading of Rib (29)

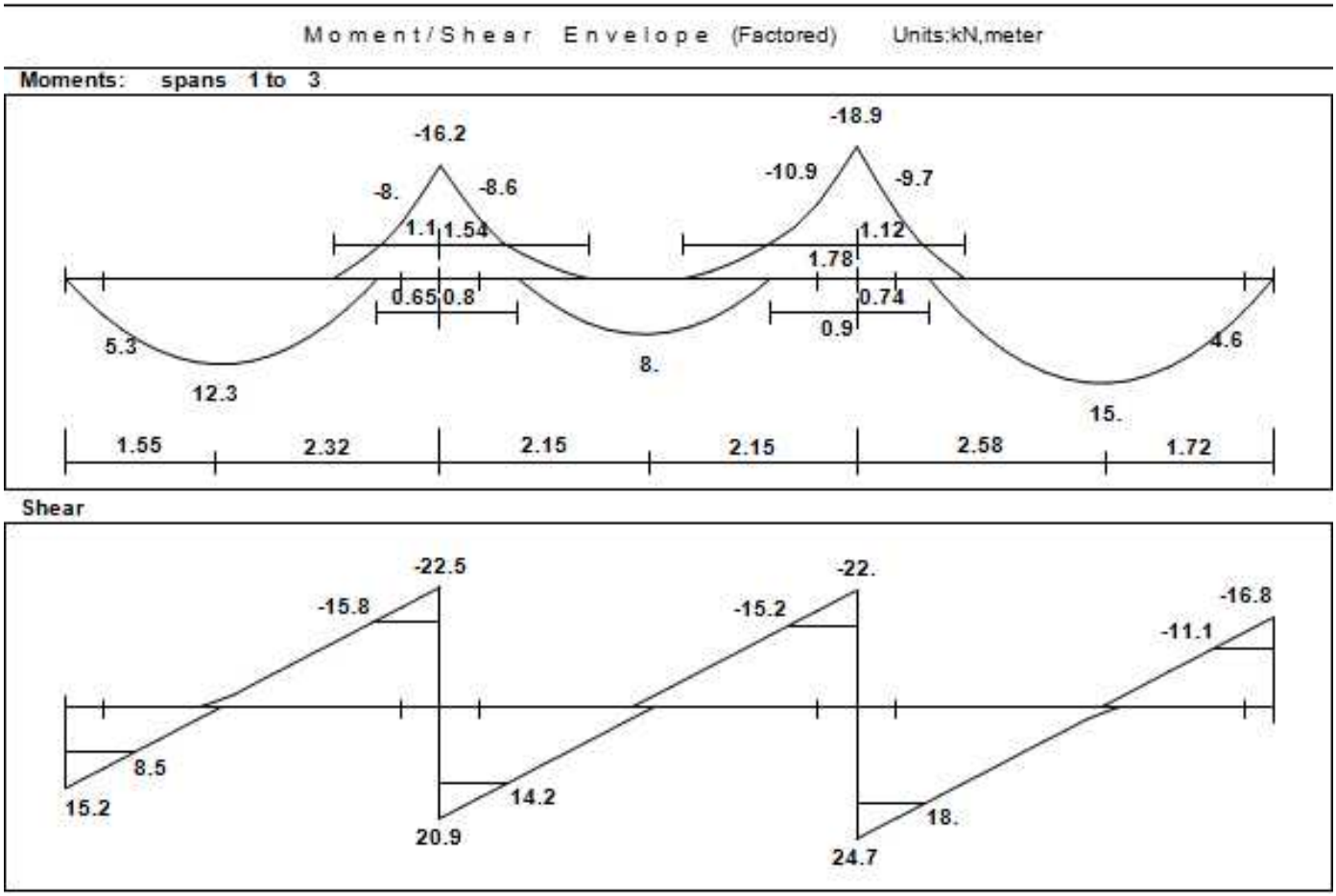


Figure 4.6: Moment and Shear Envelope of Rib (29)

Reactions

Factored

DeadR	9.34	27.16	29.56	10.47
LiveR	5.9	16.22	17.13	6.38
MaxR	15.24	43.38	46.69	16.85
MinR	8.5	33.72	36.27	9.76
Service				
DeadR	7.78	22.64	24.63	8.72
LiveR	3.69	10.14	10.71	3.99
MaxR	11.47	32.77	35.34	12.71
MinR	7.26	26.73	28.83	8.28

4.5.1 Design of rib"R (29)" for max positive moment: Mu = 15KN.m

Effective Flange width (b_E) : ACI-318-14 (8.12.2)

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

$b_E \leq \frac{1}{2} * \text{clearspase} + b_w$= 400 +120 = 520 mm.

≤ Span/4 = 4300/4 = 1075 mm.

≤ (16× t_f) + b_w =(16× 80) +120 =1400 mm.

b_E= 520 mm._____ controlled.

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

For a = h_f = 8 cm assume bar diameter 14 mm

d = h – cover –ds-db/2 = 350 – 20 – 10-14/2 = 313 mm

M_{nf} =0.85 *24*80*520(313-80/2) 10^{-6} = 231.68 KN.m

$M_{n\ available}$ = 231.68 KN.m >> $M_{n\ required}$ = 15/0.9 = 16.67KN.m

$a<h_f$.

Design as a <u>rectangular with</u> b_E = 52 cm

This design for4.3 m span.

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{15*(10)^6}{0.9*520(313)^2} = 0.327 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.58*0.327}{420}}\right) = 0.000785$$

A_s = 0.000785 *(520) (313) = 127.77mm^2

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(313) = 109.53\,mm^2$$

<u>Not less than</u>

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2\,mm^2 __ \text{control}$$

A_s = 127.77mm^2 ≥ As min = 125.2 mm^2. OK

Use 2Φ12with As =226.2 mm^2 for span 1

Check for strain:

$$a = \frac{As*fy}{0.85fcb}$$

$$a = \frac{226.2*420}{0.85*24*520} = 8.96mm$$

C= 8.96/0.85 =10.54 mm.

* Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

d = 350 – 20 – 10-12/2 = 314 mm.

$$£_s = 0.003(\frac{d-c}{c})$$

$$£_s = 0.003(\frac{314-10.54}{10.54}) = 0.0863 > 0.005 __ OK$$

4.5.2 Design of rib for positive moment: Mu = 8 KN.m

Assume bar diameter12 mm. d= 350-20- 10-12/2 = 314 mm.

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{8 * (10)^6}{0.9 * 520\ (314)^2} = 0.173 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.173}{420}}\right) = 0.000414$$

A_S =0.000414*(520) (314) = 67.6 mm^2

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.88\,mm^2$$

Not less than

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6\,mm^2 __ \text{control}$$

$A_{S\ min}$= 125.6mm^2 ≥ As = 67.6 mm^2. OK

Use 2Φ12with As = 226.19mm^2 for span 2

Check for strain:

$$a = \frac{As * fy}{0.85\, fcb}$$

$$a = \frac{226.19 * 420}{0.85 * 24 * 520} = 8.955mm$$

C= 8.955/0.85 =10.53 mm .

* Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$$£_s = 0.003(\frac{d-c}{c})$$

$$£_s = 0.003(\frac{314-10.53}{10.53}) = 0.086 > 0.005 __ OK$$

4.5.3 Design of rib for positive moment: Mu = 12.3KN.m

Assume bar diameter12 mm. d= 350-20- 10-12/2 = 314 mm.

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{12.3 * (10)^6}{0.9 * 520\ (314)^2} = 0.267 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\, mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.267}{420}}\right) = 0.00064$$

A_S =0.00064*(520) (314) = 104.5 mm^2

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.88\,mm^2$$

Not less than

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6\,mm^2 __ \text{control}$$

A_s min = 125.6mm^2 ≥ As = 104.5 mm^2. OK

Use 2Φ12with As = 226.19mm^2 for span 3

Check for strain:

$$a = \frac{As * fy}{0.85\,fcb}$$

$$a = \frac{226.19 * 420}{0.85 * 24 * 520} = 8.955mm$$

C= 8.955/0.85 =10.53 mm .

* Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

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

$$\varepsilon_s = 0.003(\frac{314-10.53}{10.53}) = 0.086 > 0.005 __ OK$$

4.5.7 Design of rib for negative moment: Mu = -8.6KN.m

Assume bar diameter 12 mm . d= 350-20- 10-12/2 = 314 mm .

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{8.6 * (10)^6}{0.9 * 120\ (314)^2} = 0.808 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.808}{420}}\right) = 0.00196$$

A_s = 0.00196*(120)*(314) = 73.85 mm^2

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.88\ mm^2$$

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

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

$A_{s\ min}$ = 125.6 $mm^2 \geq$ As = 73.85 mm^2 . OK

Use 2Φ12 with As = 226.2 mm^2 At support 2

Check for strain:

$$a = \frac{As * fy}{0.85\,fcb}$$

$$a = \frac{226.2 * 420}{0.85 * 24 * 120} = 38.81mm$$

C=38.81/0.85 =45.7mm

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - c}{c}\right)$$

$$£_s = 0.003(\frac{314 - 45.7}{45.7}) = 0.0176 > 0.005 __ OK$$

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

$\square$Mu = 0.9*226.2*420*(314 – 38.81 /2) $* 10^{-6} =$ 25.19KN.m> $M_{u\,max}$ = -8.6KN.m.

4.5.8 Design of rib for negative moment: Mu = -10.9KN.m

Assume bar diameter 12 mm . d= 350-20- 10-12/2 = 314 mm .

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{10.9 * (10)^6}{0.9 * 120\ (314)^2} = 1.024 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 1.024}{420}}\right) = 0.0025$$

A_s = 0.0025*(120)*(314) = 94.2 mm^2

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

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.88\,mm^2$$

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

$$A_{s\,min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6\,mm^2 __ \text{ control}$$

$A_{s\,min}$ = 125.6 $mm^2 \geq As_{min}$ = 94.2 mm^2 . OK

Use 2Φ12 with As = 226.2 mm^2 At support 3

Check for strain:

$$a = \frac{As * fy}{0.85\, fcb}$$

$$a = \frac{226.2 * 420}{0.85 * 24 * 120} = 38.81mm$$

C=38.81/0.85 =45.7mm

$$£_s = 0.003(\frac{d - c}{c})$$

$$£_s = 0.003(\frac{314 - 45.7}{45.7}) = 0.0176 > 0.005 __ OK$$

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

Mu = 0.9*226.2*420*(314 – 38.81 /2) $* 10^{-6} =$ 25.19 KN.m> $M_{u\ max}$ = -10.9KN.m.

4.5.9Check for shear :

Vc : provided by concrete for the ribs shall be permitted to be taken as 1.1 times than that for beams . ACI-318-14 (11.2.1)

Vu at distance d from the face of the support:

d= 314mm

Vu_{max}= 18KN

Vc = $1.1 * \frac{1}{6}\sqrt{fc}\ bw\ d$

Vc = $1.1 * \frac{1}{6}\sqrt{24} * 120 * 314 * 10^{-3}$ = 33.8 KN

Φ Vc = $0.75 * 1.1 * \frac{1}{6}\sqrt{24} * 120 * 314 * 10^{-3}$ = 25.35 KN

Check for Cases:

Case 1 :

$\frac{\phi V_c}{2} \leq$ Vu.

$\frac{25.35}{2} = 12.7 \leq 18$ KN

Minimum shear reinforcement is required except for concrete joist construction. So, Noshear reinforcement is provided.

4.6 Design of Beam " B(83) ":

Material :-

concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

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

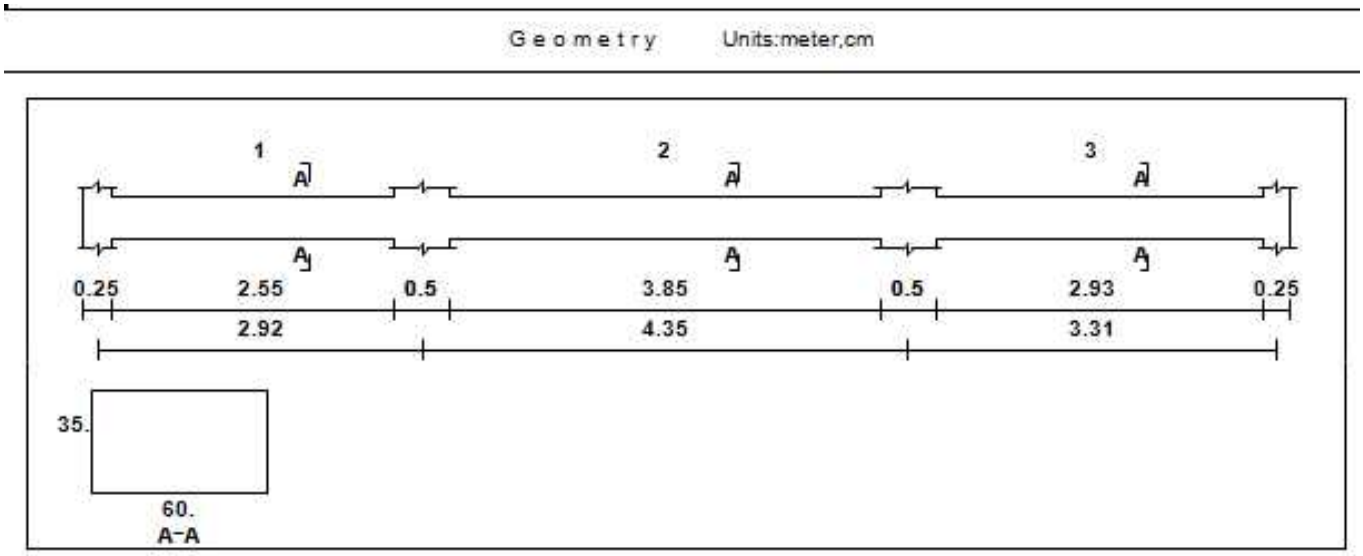


Figure 4.7: Beam(83) Geometry.

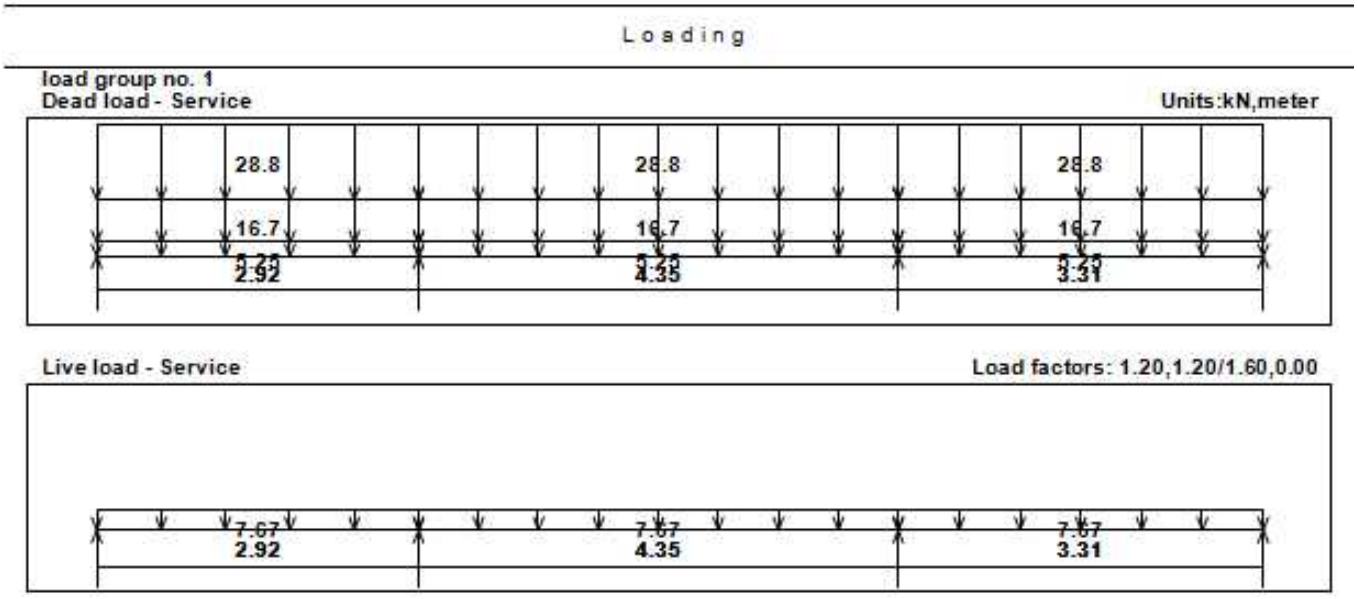


Figure 4.8: Loading of Beam(83)

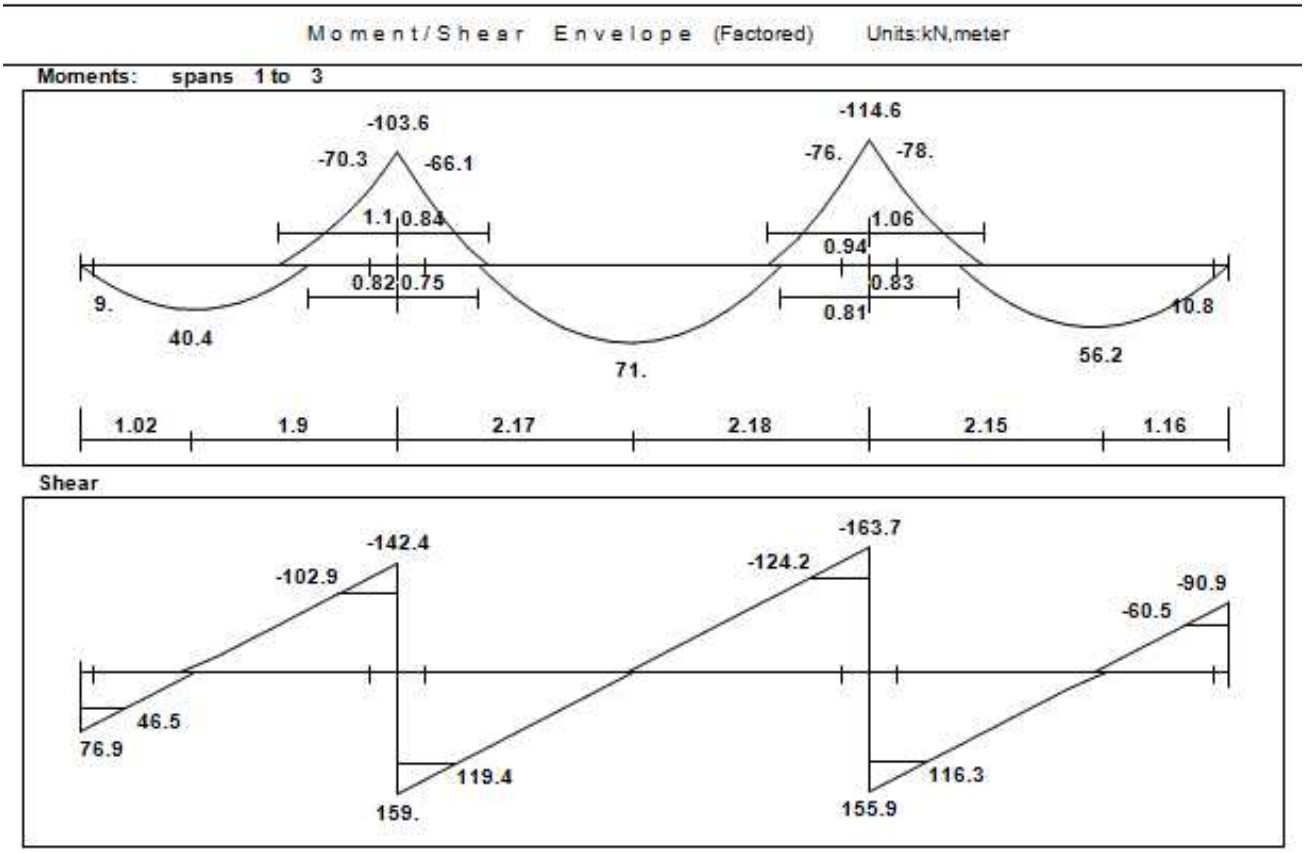


Figure 4.9: Moment and Shear Envelope of Beam(83)

4.6.1 Design of positive moment:- ($M_{u\ max}$ =71KN.m)

b = 60cm. , h = 35cm.

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

= 350 – 40 – 8 – $\frac{14}{2}$= 295 mm.

Mu = 71KN.m

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} *295 = 126.43$ mm.

$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 126.43 = 107.46$ mm . *Note: f'_c = 24 MPa < 28 MPa→β_1 = 0.85

$Mn_{max} = 0.85 * f'_c * b * a * (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 * 24* 600* 107.46* (295 – \frac{107.46}{2}) * 10^{-6}$

= 317.34KN.m .

Check for strain:

$$\text{£}_s = 0.003(\frac{d-c}{c})$$

$$\text{£}_s = 0.003(\frac{295-126.43}{126.43}) = 0.004 > 0.005 __ NOT \quad OK$$

* Note: $\epsilon_s = 0.004 \rightarrow \phi = 0.82$

→$\phi Mn_{max} = 0.82*317.34 = 260.22$ KN.m .

→Mu = 71<ϕMn_{max} = 260.22KN.m .

∴ Design section as singly reinforced concrete section.

Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 71KN.m .

Mn = Mu /ϕ= 71/ 0.9 = 78.89KN.m .

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{78.89*10^6}{600*(295)^2}$ = 1.51MPa.

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

$= \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.51*20.6}{420}}$ = 0.00374 .

$\rightarrow As_{req}$ = ρ * b *d = 0.00374 * 600 *295 = 661.98 mm^2.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b * d \ \leq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 600 * 295 \ \leq \frac{1.4}{420} * 600 * 295$

= 516.14 mm^2<590 mm^2 ……. Larger value is control.

$\rightarrow As_{req}$= 661.98 mm^2>As_{min}= 590 mm^2.

∴ As provided = As_{req}= 661.98 mm^2.

As Φ14 =153.94 mm^2

Φ14 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{661.98}{153.94}$ = 4.3 → # of bars = 5bars.

∴ **Use 5 Φ 14 → As = 5*153.94 =769.7 mm^2>As_{req} = 661.98 mm^2 .**

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

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a

769.7 * 420 = 0.85 * 24 * 600 * a

a = 26.41 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.41}{0.85}$ = 31.07 mm. * Note: f_c' = 24MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

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

$=0.003*(\frac{295-31.07}{31.07}) = 0.025 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

Check for bar placement

$$S_b = \frac{600 - 40*2 - 8*2 - (5*14)}{3} = 144.67\ mm > 25mm\ ok$$

∴ **Use 5Φ14**

(4.6.2) Design of negative moment:

***Max. Negative moment $Mu^{(-)}$ = 78 KN.m**

ϕMn_{max} = 260.22 KN.m> Mu = 78KN.m → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ = 78 / 0.9 = 86.67KN.m .

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{86.67*10^6}{600*(295)^2}$ = 1.66 MPa.

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*1.66}{420}}\right)$ = 0.00413

$A_s = \rho$ * b *d = 0.00413 * 600 * 295 = 731.01 mm^2.

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 600 * 295 \geq \frac{1.4}{420} * 600 * 295$

= 516.14 mm^2< 590 mm^2……. Larger value is control.

As_{min}= 590 mm^2<As_{req}= 731.01 mm^2.

∴ As provided = As_{req}= 731.01 mm^2.

0f Φ14 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{731.01}{153.94}$ = 4.7 → # of bars = 5 bars.

∴ **Use 5Φ14 → As =5 * 153.94 = 769.7 mm^2>As_{req} = 731.01 mm^2 .**

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

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a

769.7 * 420 = 0.85 * 24 * 600 * a

a = 26.41 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.41}{0.85}$ = 31.07 mm. * Note: f_c' = 24MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$$\varepsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - C}{c}\right)$$

=0.003*($\frac{295-31.07}{31.07}$) = 0.025> 0.005 ∴ϕ =0.9 OK

4.6.3 Design of shear:-

$\phi Vc = \phi \times \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$

$= 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 600 \times 295 = 108.39$ KN.

» Check For dimensions :-

$\phi Vc + (\frac{2}{3} \times \phi \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d) = 108.39 + (\frac{2}{3} \times 0.75 \times \sqrt{24} \times 600 \times 295)$

= 108.39 + 433.56 =541.95 KN> Vu max = 63.1 KN.

∴ Dimension is adequate enough.

$$\emptyset * Vs_{min} = \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 600 * 295 = 40.65\ KN$$

or

$$\emptyset * Vs_{min} = \frac{0.75}{3} * 600 * 295 = 44.25\ KN \ldots control.$$

$$\emptyset\ V's = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 600 * 295 * 10^{-3} = 216.78\ KN.$$

$$\emptyset\ Vs\ max = 0.75 * \frac{2}{3} * \sqrt{24} * 600 * 295 = 433.56\ KN$$

$$\emptyset\ Vc + Vs\ min = 149.04\ KN. \quad \ldots\ldots 1$$

$$\emptyset\ Vc + Vs' = 325.17\ KN. \quad \ldots\ldots 2$$

$$\emptyset\ Vc + Vs\ max = 541.95\ KN. \quad \ldots\ldots 3$$

Case 1

Vu $\leq \frac{1}{2}$□Vc

$124.2 \leq 0.5 * 108.39 = 54.2$ ……. Case 1 failed

Case 2

$\frac{1}{2}$□Vc< Vu ≤□Vc

$54.2 < 124.2 \leq 108.39$ …… Case 2 failed

Case 3

□Vc< Vu ≤Ø $Vc + Vs\ min$

$108.39 < 124.2 \leq 149.04$ …… Case 3 OK.

Minimum shear Reinforcement is required.

$$\frac{Av}{S_{req}} = \frac{Vs}{f_y * d}$$

$select\ 2\ leg\ .Ø8\ ,,,,,Av = 2 * 50.27 = 100.54\ mm^2$

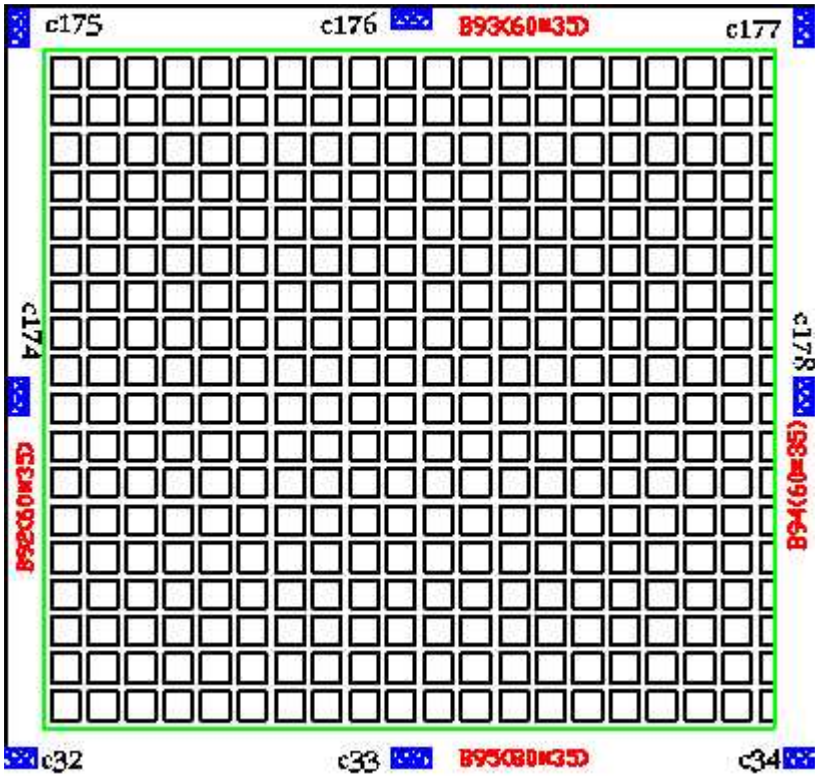
$Vs\ \text{min} = \frac{44.25}{0.75} = 59$ KN

$S_{req} = \frac{100.54*420*295}{59*10^3} = 211.13mm$

$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{295}{2} = 147.5 \leq 600\ mm$ ……..…. $Select\ S = 125\ mm$

Select Ø8 − 12.5 cm (2 − legs). For 1m from face of support.

4.7 Design of Two Way Ribbed Slab:



Assume H =35cm

$$I_{b92}=\frac{60*35^3}{12}=214375\ cm^4$$

$$I_{b93}=\frac{60*35^3}{12}=214375\ cm^4$$

$$I_{b94}=\frac{60*35^3}{12}=214375\ cm^4$$

$$I_{b95}=\frac{80*35^3}{12}=285833\ cm^4$$

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

$$I_r = \frac{52*11.66^3}{3} - \frac{40*3.66^3}{3} + \frac{12*23.34^3}{3} = 77682\ cm^4$$

$$I_{s1} = \frac{77682*(\frac{1033}{2}+60)}{52} = 861224 cm^4$$

$$I_{s2} = \frac{77682*(\frac{1033}{2}+80)}{52} = 891102\ cm^4$$

$$I_{s3} = \frac{77682*(\frac{1132}{2}+60)}{52} = 935172\ cm^4$$

$$I_{s4} = \frac{77682*(\frac{1132}{2}+60)}{52} = 935172\ cm^4$$

$$\alpha_1 = \frac{214375}{935172} = 0.23$$

$$\alpha_2 = \frac{214375}{861224} = 0.25$$

$$\alpha_3 = \frac{214375}{935172} = 0.23$$

$$\alpha_4 = \frac{285833}{891102} = 0.32$$

$$\alpha_{fm} = \frac{0.23+0.25+0.23+0.32}{4} = 0.26 \leq 2.0$$

$$h_{min} = \frac{10330*(0.8+\frac{420}{1400})}{36+1.1*5*(0.26-0.2)} = 313mm > 125mm \ldots OK$$

$h = 35\ cm > h_{min} = 31.3cm$

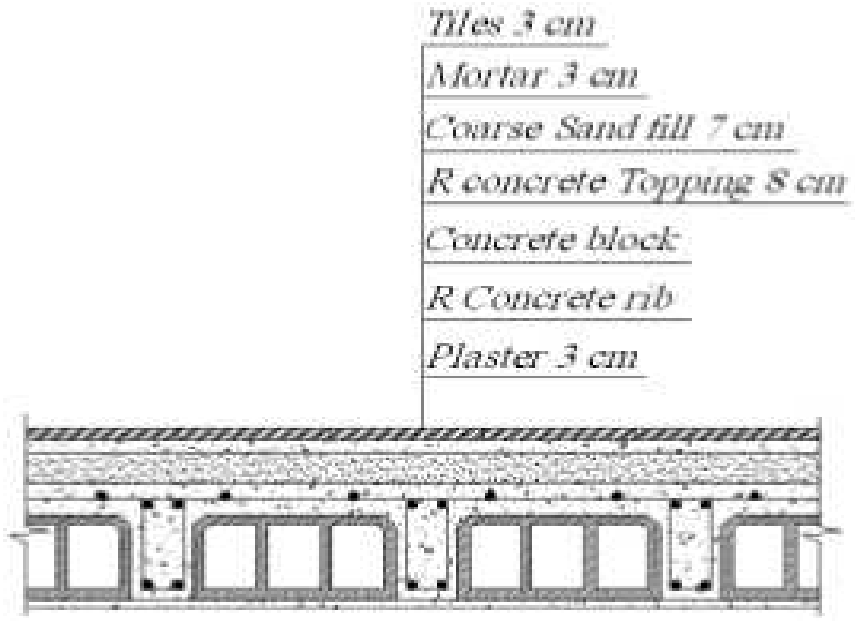


Figure 4.3: Typical Section in Ribbed slab.

Load Calculation:

No.	Material	Calculation
1	Tiles	22*0.03*0.52*0.52 = 0.178KN
2	Mortar	22*0.02*0.52*0.52 = 0.119 KN
3	Sand	16*0.07*0.52*0.52 = 0.303 KN
4	Topping	25*0.08*0.52*0.52 = 0.541KN
5	Rib	25*0.27*0.12*(0.52+0.4) = 0.745KN
6	Block	10*0.27*0.4*0.4 = 0.432 KN
7	Plaster	22*0.02*0.52*0.52 = 0.119 KN
8	Partitions	1*0.52*0.52 = 0.270 KN

Sum	**2.707 KN**

Table (4 – 4) Calculation of the total dead load for tow way ribbed slab.

Dead Load of slab:

DL $= \frac{2.707}{0.52*0.52}$ **=10.01 KN/m^2**

W_{ud} =1.2*10.01 =12.01 KN/m^2

LL=4 KN/m^2

W_{ul} =1.6*4=6.4 KN/m^2

W = 12.01+6.4 =18.41 KN/m^2

Moments Calculations:

m $= \frac{10.33}{11.32}$ **=0.9**

From tables use Case (1): Cneg= 0.0

***C*a,dL =0.045 , ,*C*b,dL =0.029**

***C*a,LL =0.045 , ,*C*b,LL =0.029**

$M^{+}_{a,d}= C_{a\ dl}$ òW_{ud} ò$(L_a)^2$= 0.045ò12.01ò$(10.33)^2$ò0.52= 30 KN .m / rib.

$M^{+}_{aL}= C_{a\ ll}$òW_{ul}ò$(L_a)^2$= 0.045ò6.4ò$(10.33)^2$ò0.52= 15.98 KN .m / rib.

$M_{a\ positive}$ = 30 + 15.98 = 45.98 KN .m / rib.

Negative moment at discontinuous edges = 1/3 positive

$M_{a\ neg}$=(1/3) ò45.98 = 15.33 KN .m / rib.

$M^{+}_{b,d}= C_{b\ dl}$ òW_{ud}ò$(L_b)^2$= 0.029ò12.01ò$(11.32)^2$ò0.52= 23.21 KN .m / rib.

$M^{+}_{b\ L} = C_{bll}$òW_{ul}ò$(L_b)^2$= 0.029ò6.4ò$(11.32)^2$ò0.52= 12.37 KN .m / rib.

$M_{b\ positive}$= 23.21+ 12.37 = 35.58 KN .m / rib.

Negative moment at discontinuous edges = 1/3 positive.

$M_{b\ neg}$= (1/3) ò23.21 = 7.74 KN.m /rib.

4.7.1 Design of Flexure for the Two Way Ribbed Slab:

Design of Positive Moment :- (Ma=45.98KN.m)

Assume bar diameter ø 14 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{45.98\times10^6}{0.9\times520\times315^2} = 0.98 Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.98}{420}}\right) = 0.00239$

$A_{s,\ req} = \rho.b.d = 0.00239 \times520\times315 = 391.48\ mm^2$

Check for As min:-

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

$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.23 mm^2$

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

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

$As_{req} = 391.48 mm^2 > As_{min} = 126\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø16, As, provided= 402 mm^2>$A_{s,\ required}$= 391.48mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{402\times420}{0.85\times520\times24} = 15.92 mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.92}{0.85} = 18.73 mm$

$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d}{}$

Design of Positive Moment:- (Mb=35.58 KN.m)

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315 mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{35.58\times10^6}{0.9\times520\times315^2} = 0.766 Mpa$

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

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.766}{420}}\right)=0.00186$$

$A_{s,\,req}$ = ρ.b.d = 0.00186 ×520×315= 304.67 mm^2

Check for As min:-

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

$$A_s\ \min=\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315)=110.23mm^2$$

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

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

As_{req} = 304.67mm^2 >As_{min}= 126 mm^2 **OK**

Use 2 ø14, As, provided= 308 mm^2>$A_{s,\,required}$= 304.67mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a=\frac{A_s.f_y}{0.85b\,f_c'}=\frac{308\times420}{0.85\times520\times24}=12.19\ mm$$

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{12.19}{0.85}=14.34mm$$

ε_s =

Design of Negative Moment :- (Ma=-15.33 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for negative reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups}-\frac{d_b}{2}=350-20-8-\frac{12}{2}=316\ mm$

$$R_n=\frac{M_u}{\emptyset bd^2}=\frac{15.33\times10^6}{0.9\times120\times316^2}=1.42\ Mpa$$

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

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.42}{420}}\right)=0.00351$$

$A_{s,\,req}$ = ρ.b.d = 0.00351 ×120×316 = 133.1 mm^2

Check for As min:-

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) = 110.58 mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(316) = 126.4 mm^2$$ **controls**

As_{req} = 133.1 >As_{min}= 126.4mm^2 **…OK**

Use 2 ø10, $A_{s,\ provided}$= 157.08 mm^2>$A_{s,\ required}$= 133.1mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85bf_c'} = \frac{157.08\times420}{0.85\times120\times24} = 26.95\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.7\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d}{}$$

Design of Negative Moment :- (Mb=-7.74 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for negative reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 316\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{7.74\times10^6}{0.9\times120\times316^2} = 0.718\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.718}{420}}\right) = 0.00174$$

$A_{s,\ req}$ = ρ.b.d = 0.00174 ×120×316 = 65.98 mm^2

Check for As min:-

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) = 110.58 mm^2$$

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

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(316) = 126.4mm^2$ **controls**

$As_{req} = 65.98 < As_{min} = 126.4mm^2$

Use 2 ø10, $As_{, provided} = 157.08\ mm^2 > A_{s, required} = 126.4mm^2$… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{157.08 \times 420}{0.85 \times 120 \times 24} = 26.95\ mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.7\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d}{}$

Design of shear for rib:

Maximum shear coefficient in short direction as in case (1) W_a@ m = 0.9

W_a = 0.6

The total load on the panel =11.32*10.33*18.41= 2153 KN

The load per rib at the face of long beam =0.6*2153*0.52/(2*11.32)= 29.67 KN

$V_{ud} = V_{uface}$ - Wu*b_f*d = 29.67 – 18.41*0.52*0.316= 26.64 KN

The shear strength of one rib:

$V_c = \frac{1.1}{6}\ \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 34.1\ KN$

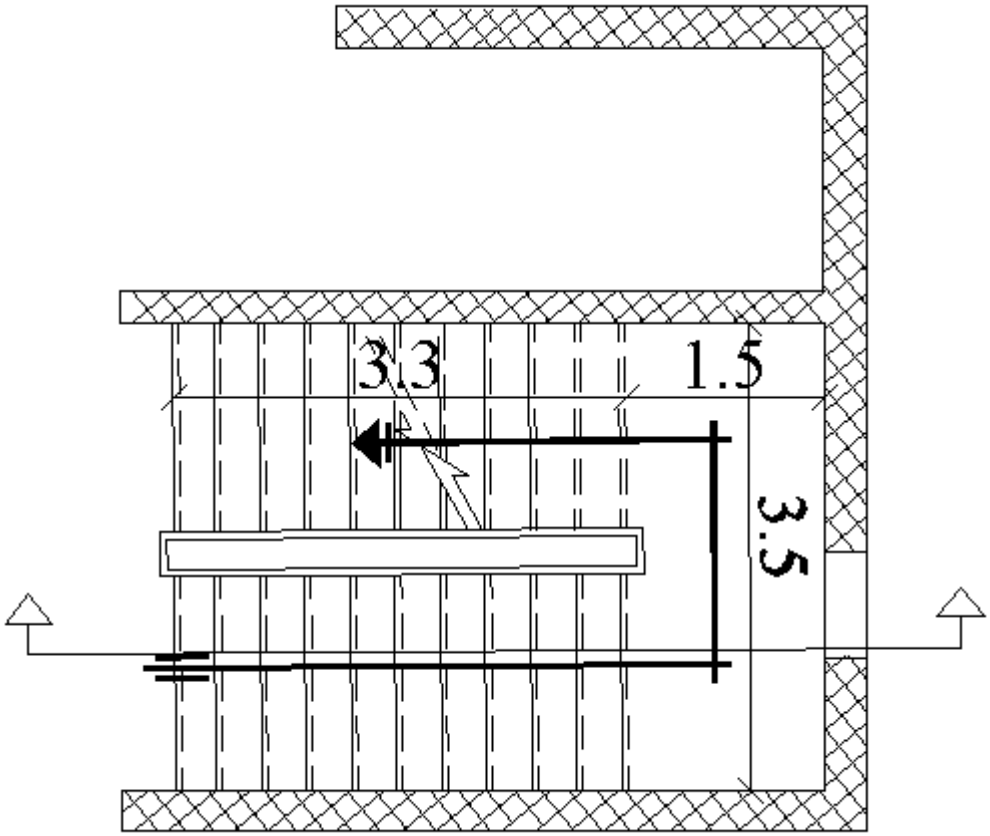
øV_c =0.75×34.1 =25.55KN

0.5 ø V_c =0.5×20.37=10.19KN

V_{ud}< ø V_c

Minimum shear reinforcement is required except for joist construct

4.8 Design of Stair:



❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

⇒ Reinforcement Steel $Fy = 420\ N/mm^2$

4.8.1 Design of Flight:

Determination of Thickness:-

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 3.30/20 = 16.5$ cm

Take h = 25 cm

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(16.3 / 30) = 28.6^{o}$

✓ **Load Calculation:**

Dead Load for Flight for 1m Strip:-

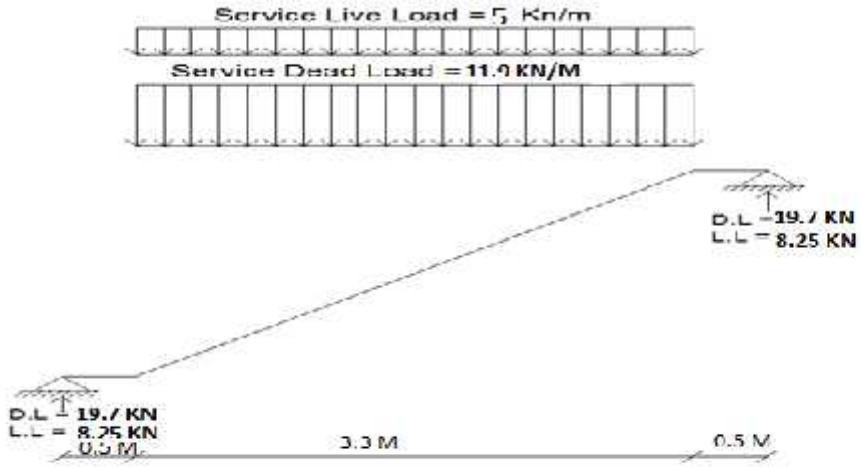
No.	Parts of Flight	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1*((0.35+0.163)/0.3) = 1.18Kn/m	
2	Mortar	22*0.03*1*((0.3+0.163)/0.3) = 1.02Kn/m	
3	Stair	25*0.5*0.163*1 = 2.04Kn/m	
4	R.C	25*0.25*1 / cos28.6 ^{o} = 7.11Kn/m	
5	Plaster	22*0.02*1 / cos28.6^{o} = 0.51Kn/m	
		Sum	11.9Kn/m

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

Factored Load For Flight :-

$W_U = 1.2 \times 11.90 + 1.6 \times 5 = 19.9 Kn/m$

✓ **System of Flight:-**



(Fig 4.22): Statically System and Loads Distribution of Flight**.**

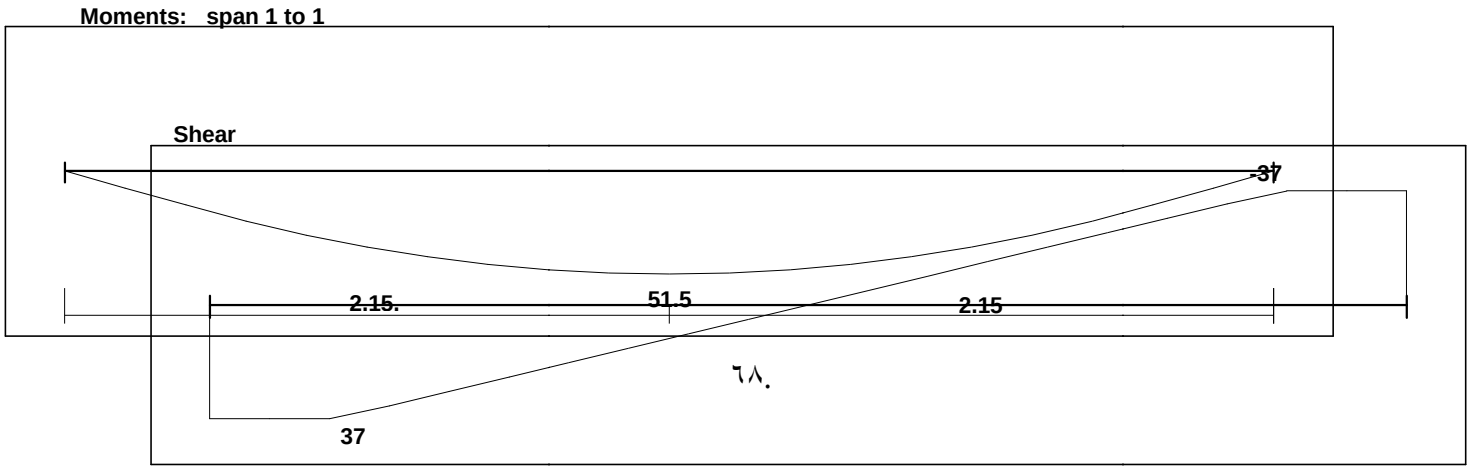


Fig (4-23): Shear and Moment Envelope Diagram of Flight**.**

4-8-1-1Design of Shear for Flight :- (Vu=37.0 Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\ \overline{fc'}b_w\ d == \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 223 = 182.1$ Kn

ΦV_c = 0.75* 182.1 = 136.6 KN> Vu = 37Kn**…… No shear reinforcement are required**

4-8-1-2 Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=51.5 Kn.m)

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{51.5\times10^6}{0.9\times1000\times223^2} = 1.15\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}} = \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.15}{420}} = 0.00282$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00282 ×1000×223 = 630 mm^2/m

$A_{s,min}$= 0.0018*1000*250 = 450mm^2/m

As_{req} = 630 mm^2>$A_{s,min}$=450mm^2/m

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

$S = 380*(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}) - 2.5*20 = 330$

S = 450 mm

S = 330mm **…… is control**

Use ø12 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$= 770 mm^2>$A_{s,required}$= 630mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{770 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 15.85\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.85}{0.85} = 18.65\ mm$$

ε_s

1- Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

$A_{s,req}$= $A_{s,min}$ =0.0018*1000*250 = 450mm^2

Use ø10@ 150mm ,$A_{s,provided}$= 523 mm^2>$A_{s,required}$= 360mm^2… Ok

4-8-2 Design of Middle Landing :-

- ✓ **Determination of Thickness:-**

h_{min} = L/20

h_{min} = 3.30 /20 = 16.5 cm

Take h = 25 cm

- ✓ **Load Calculation:-**

Dead Load For Solid 7 Landing For 1m Strip:-

No.	Parts of Landing	Calculation

1	**Tiles**	**23*0.03*1= 0.69Kn/m**	
2	**Mortar**	**22*0.03*1= 0.66Kn/m**	
4	**R.C**	**25*0.25*1= 6.25Kn/m**	
5	**Plaster**	**22*0.02*1= 0.44Kn/m**	
		Sum	**8.04Kn/m**

Table (4-6): Dead Load Calculation of Middle Landing.

Live Load For Landing = 5*1 = 5 Kn/m

Reaction From Flight:-

DL =19.7Kn/m
LL =8.25Kn/m

Total Dead Load = 8.04 + 19.7 = 27.74Kn/m

Total Live Load = 5 + 8.25 = 13.25 Kn/m

Factored Load For Landing :-

W_U = 1.2 ×27.74 + 1.6×13.25 =54.50Kn/m

✓ **System of Landing:-**

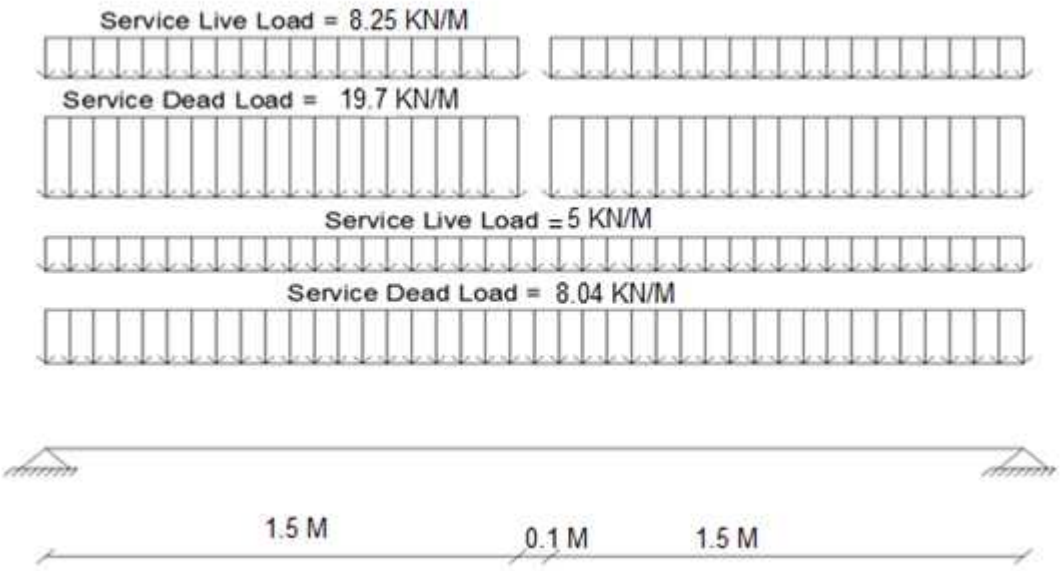


Fig (4-24): Statically System and Loads Distribution of Middle Landing.

M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

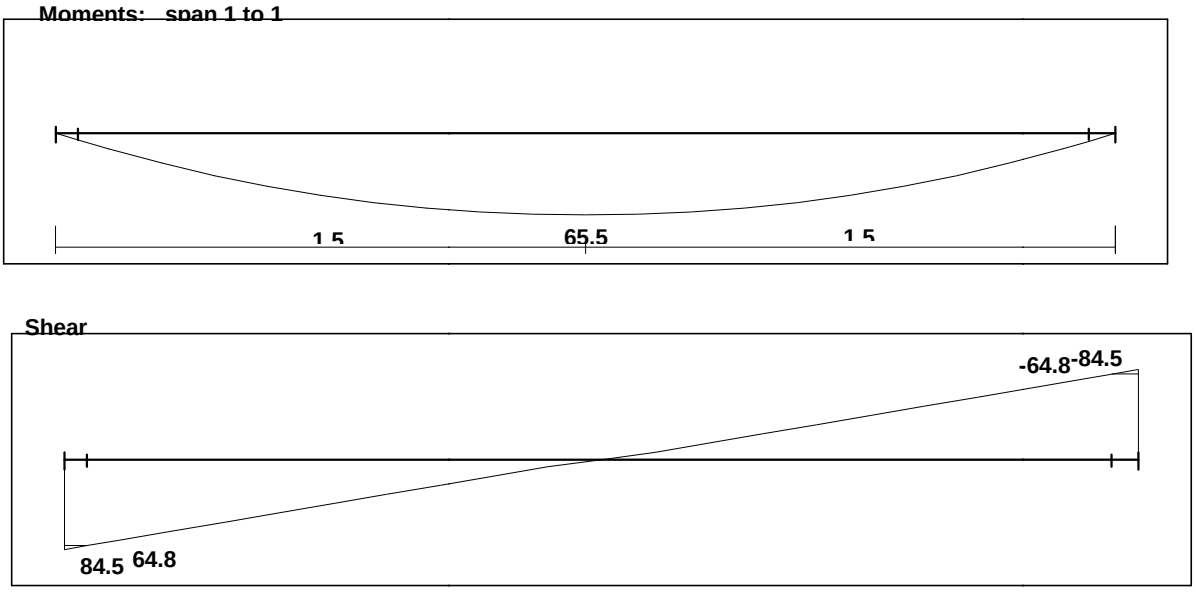


Fig (4-25): Shear and Moment Envelope Diagram of Middle Landing.

4-8-2-1Design of Shear:- (Vu=64.8Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\ \sqrt{f'c}\, b_w\, d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 223 = 182.1$ Kn

$\Phi^* V_c = 0.75^* 182.1 = 136.6$Kn> Vu = 64.8Kn**…... No shear reinforcement are required**

4-8-2-2Design of Bending Moment :- (Mu=65.5Kn.m)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{65.5\times10^6}{0.9\times1000\times223^2} = 1.46\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.46}{420}}\right) = 0.0036$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0036×1000×223 = 807.12 mm^2

$A_{s,min}$ =0.0018*1000*250 = 450mm^2

$A_{s,req}$ = 807.12 mm^2**…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

$S = 380^*\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right) - 2.5^*20 = 330$

S = 450 mm

S = 330mm **…… is control**

Use ø14@ 15mm ,$A_{s,provided}$= 1026 mm^2>$A_{s,required}$= 807.12 mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{1026\times420}{0.85\times1000\times24} = 21.14\ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{21.14}{0.85} = 24.87\ mm$

ε_s

lateral or Secondary Reinforcement For Landing :-

$A_{s,req}$= $A_{s,min}$ =0.0018*1000*250 = 450 mm^2

Use ø10 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$= 523 mm^2>$A_{s,required}$= 450 mm^2… Ok

4-8-3 Design of Main Landing :-

- ✓ **Determination of Thickness:-**

h_{min} = L/20

h_{min} = 3.20 /20 = 16 cm

Take h = 25 cm

- ✓ **Load Calculation:-**

Dead Load For middle Landing For 1m Strip:-

No.	Parts of Landing	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1= 0.69Kn/m	
2	Mortar	22*0.03*1= 0.66Kn/m	
4	R.C	25*0.25*1= 8.75 Kn/m	
5	Plaster	22*0.02*1= 0.44Kn/m	
		Sum	10.54 Kn/m

Table (4-7): Dead Load Calculation of Main Landing.

LiveLoadFor Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 Kn/m

Reaction From Flight:-

DL = 19.7 Kn/m
LL = 8.25 Kn/m

Total Dead Load = 10.54 + 19.7 = 30.24 Kn/m

Total Live Load = 5 + 8.25 = 13.25 Kn/m

FactoredLoad For Landing :-

W_U = 1.2 ×30.24 + 1.6×13.25 = 57.48 Kn/m

- ✓ **System of Landing:-**

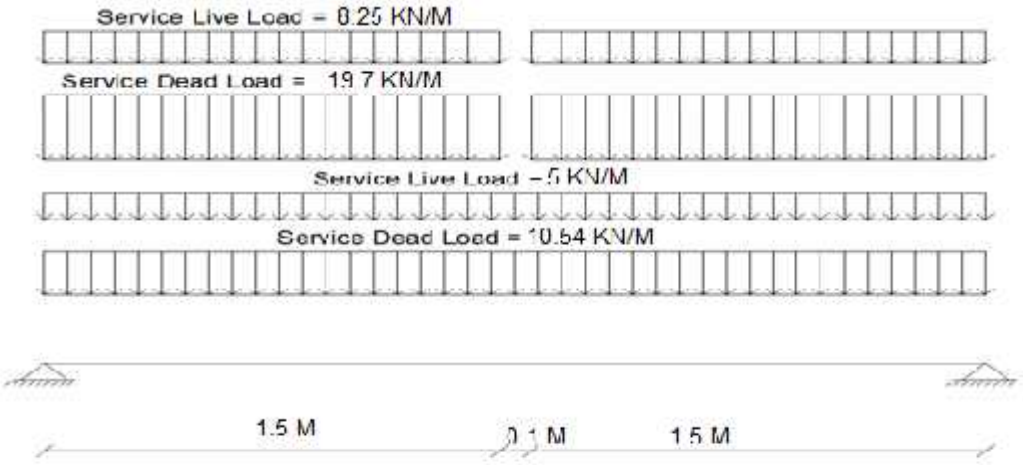
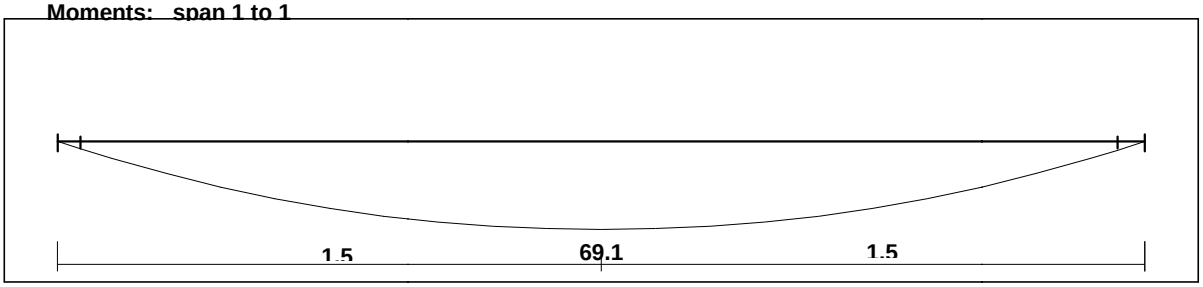


Fig (4-26): Statically System and Loads Distribution of Main Landing.

M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN, meter



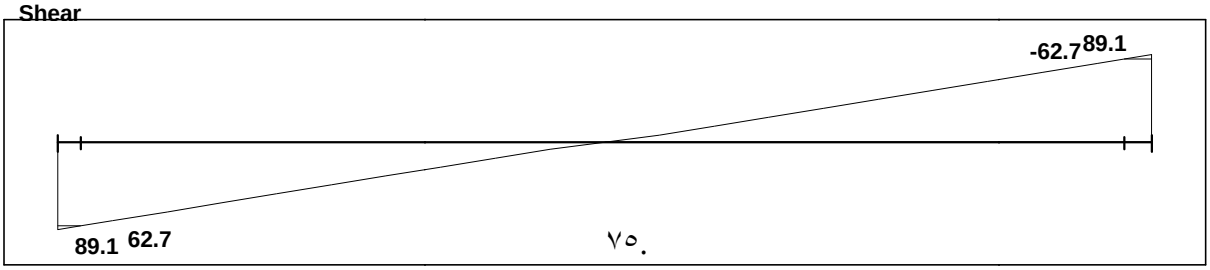


Fig (4-27): Shear and Moment Envelope Diagram of Main Landing.

4-8-3-1 Design of Shear:- (Vu=62.7 Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{14}{2} = 323\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\ \sqrt{f'c}\, b_w\, d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 323 = 263.7$ Kn

Φ* V_c = 0.75* 263.7 = 19.8Kn> Vu = 62.7Kn**….. No shear reinforcement is required**

4-8-3-2 Design of Bending Moment :- (Mu=69.1Kn.m)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{14}{2} = 323\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{69.1\times10^6}{0.9\times1000\times323^2} = 0.74\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\ 1 - \ \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}} = \frac{1}{20.6}\ 1 - \ \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.74}{420}} = 0.0018$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0018×1000×323 = 576.6 mm^2

$A_{s,min}$ =0.0018*1000*350 = 630mm^2

$A_{s,req}$=576.6mm^2<$A_{s,min}$630.0 mm^2**…… is control**

$A_{s,min}$630.0 mm^2**…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

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

S = 450 mm

S = 330mm **…… is control**

Use ø16@ 10 mm ,$A_{s,provided}$= 2010 mm^2>$A_{s,required}$= 630mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85 b\ f_c'} = \frac{2010\times420}{0.85\times1000\times24} = 41.4\ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{41.4}{0.85} = 48.7\ mm$

lateral or Secondary Reinforcement For Landing :-

$A_{s,req} = A_{s,min} = 0.0018*1000*350 = 630\ mm^2$

Use ø12 @ 150 mm ,$A_{s,provided} = 785\ mm^2 > A_{s,required} = 630\ mm^2$… Ok

4-9 Design of Column

❖ **Material :-**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

4-9-1 Load Calculation:-

Service Load:-

Dead Load =2500KN
Live Load =500 KN

Factored Load:-

$P_U = 1.2 \times 2500 + 1.6 \times 500 = 3800$ KN

4-9-2 Dimensions of Column:-

Assume $\rho g = 0.01$

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

$3800 * 10\text{^}3 = 0.65 \text{ x } 0.8 \times Ag\{0.85 * 24\ (1-0.01) + 0.01 * 420\}$

Ag= 299545 mm2
Assume Rectangular Section
b= 650mm
650 = 460 mm /h = 299545
select b = 500 mm

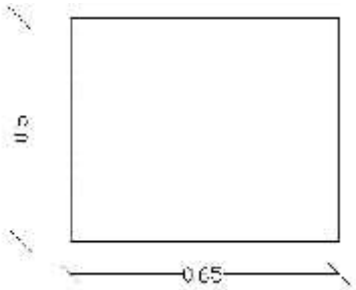


Fig (4-39): Column section

- ✓ **Check Slenderness Parameter:-**

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

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

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

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

Lu = 4.45 - 0.35= 4.10m
M1/M2 =1
K=1 for braced frame.

- **about y-axis (b= 0.50 m)**

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

- $$\frac{1\times 4.10}{0.3\times 0.50} = 27.3 > 22$$

Column Is long About Y-axis

- **about X-axis (h= 0.650m)**

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

$$\frac{1\times 4.10}{0.3\times 0.650} = 21 < 22$$ Then Column Is Short About X-axis

- ✓ **Minimum Eccentricity:-**

$$ey = \frac{Mux}{Pu} = 0$$

$$\min\ ey = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 500 = 300\ mm$$

$$ey = 0.030\ m$$

- ✓ **Magnification Factor:-**

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75\ P_c}} \geq 1.0\ and\ \leq 1.4$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M\ 1}{M\ 2}\right) \geq 0.4$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 * 1 = 1 \geq 0.4$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2}$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1 + {}_d}$$

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700 \times \sqrt{28} = 24870.6 Mpa$$

$${}_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2 * (2500)}{3800} = 0.940 < 1$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.65 \times 0.50^3}{12} = 0.00677\ m^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 24870 \times 0.00677}{1 + 0.940} = 34.715\ MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 * 34.715}{(1 * 4.1)^2} = 20.38 MN$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{3800}{0.75\ *\ 20380}} = 1.31 \geq 1.0\ and\ \leq 1.4$$

- ✓ **Interaction Diagram:-**

$ey = e_{\min} \times ¢_{ns}$

$\frac{ey}{h} = \frac{0.0395}{0.65}$

$\frac{¥}{h} = \frac{500 - 2*}{}$

From the inter

from chart A9

Select reinforc

Ast = $°g \times Ag$

Select 14 ¤18 v

from chart A9 - b for $\frac{¥}{h} = 0.75 \rightarrow °g = 0.01$

Select reinforcement

$\text{Ast} = °g \times Ag = 0.01 \times 650 * 500 = 3250 mm^2$

Select 14 ¤18 *with* $As = 3563 mm^2 > \text{Ast} = 3250 mm^2$.

4-9-3 Design of the Stirrups:-

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

$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.80 = 28.8\ cm$

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

$spacing \leq least\ \text{dim} = 50\ cm$

Use ¤10 @ 20 *cm*

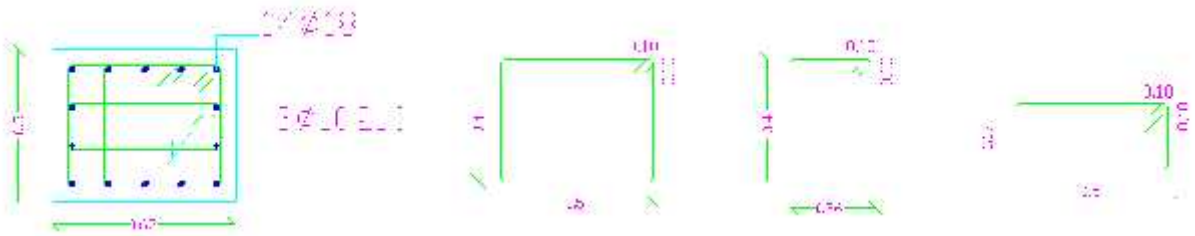


Figure (4-30): Column Reinforcement Details.

4-10 Design of Shear Wall :-

✓ **Material and Sections:- (From Shear Wall 2)**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

⇒ Shear Wall Thickness h = 30 cm

⇒ Shear Wall Width Lw = 1.5m

⇒ Shear Wall Height Hw = 7.97m

4-10-1 Design of Horizontal Reinforcement:-

$$\sum Fx = Vu = 690.5\ KN$$

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{1.45}{2} = 0.725m.....Control$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{7.55}{2} = 3.775m$$

$$storyheigh(Hw) = 4.1m$$

$$d = 0.8 \times Lw = 0.8 \times 1.45 = 1.16m$$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6}$$
$$= 0.75$$

V_c is the smallest of :

$2 - V_c = 0.27$

$3 - V_c = 0.0$

$3 - V_c = 0.0$

$M_u = 243.25$

$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{64}{11}$

Vc =148.64KN

$\emptyset * vc + \emptyset vs$

$\emptyset * vs$=vu-$\emptyset * vc$
Vs=vu/$\emptyset - vc$
Vs=117.5/0.75-148.64= 8kn **need reinforcement**

$\frac{A_{vh}}{S_2} = \frac{v_s}{f_y\, d} = \frac{4}{}$

$\rho_t = \frac{A_{vh}}{S_2 * h} = \frac{0.}{}$

- Maximum spacing is the least of :

$\frac{Lw}{5} = \frac{1450}{5}$ = 290 mm……. Control
3*h = 3*300 = 900mm

450 mm

Select ∅10 ,tow layers

Sh=157/0.75=209.33

$\rho_t = \frac{A_{vh}}{S_2 * h} = \frac{2}{S_2}$

Sh=209.33

Select Sh=200mm≤Smax= 290 mm.

4-10-2 Design of Vertical Reinforcement:-

$$\frac{A_{vt}}{S_v} = 0.0025 + 0.5\ \ 2.5 - \frac{h_w}{Lw}\ \ \rho_t - 0.0025\ \ \geq 0.0025$$

$$\frac{h_w}{Lw} = \frac{7.55}{1.45} = 5$$

$$for\ this\ wall\ with\ \frac{h_w}{Lw} \geq 2.5, \rho_t = 0.0025$$

- Maximum spacing is the least of :

$$\frac{Lw}{3} = \frac{1450}{3} = 483.3\ mm$$

3*h = 3*300 = 900mm

450 mm ……. Control

Use ϕ 10/200 mm for two layers

4-10-3 Design of Bending Moment:-

$$A_{st} = \frac{1450}{200}$$

$$w = \frac{A_{st}}{L_w h}\ \frac{f_y}{f_c}$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} =$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.8}$$

$$\emptyset M_n = \emptyset\ \ 0.5$$

$$= 0.9\ \ 0.5$$

Not OK

Try **ϕ 14/150 mm for two layers**

$$A_{st} = \frac{1450}{150}$$

$$w = \frac{A_{st}}{L_w h} \frac{f_y}{f_c}$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} =$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w +}{2w + 0.8}$$

$$\emptyset M_n = \emptyset \ 0.5$$

$$=$$

4-11Design of Footing

✓ **Material :-**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ **Load Calculations :- (From Column Group C)**

Dead Load = 1500 Kn , Live Load = 500Kn

Total services load = 1500 + 500 = 2000 Kn

Total Factored load = 1.2*1500 + 1.6*500 = 2600 Kn

Column Dimensions (a*b) = 50*50 cm

Soil density = 18 Kg/cm3

Allowable Bearing Capacity = 400 Kn/m2

Assume h = 50cm

$q_{net-allow}$ = 400 – 25*0.5 – 18*1.0 = 369.5kn/m2

- ✓ **Area of Footing :-**

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}}$$

Assume Square Footing

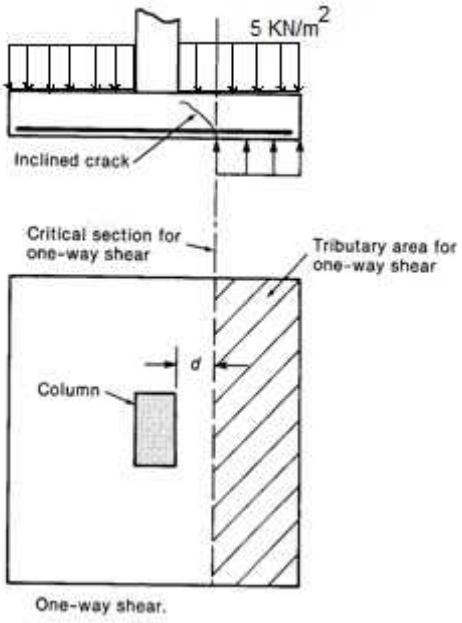
B required = 2 m

Select B = 2 m

- ✓ **Bearing Pressure :-**

q_u = 2600/2*2 = 650Kn/m^2

4-11-1 Design of One Way Shear Strength :-



From The Face of Column)d(**Figure (4-35)** :Critical Section at Distance

Assume h = 50cm , bar diameter ø 16 for main reinforcement and 7.5 cm Cover
d = 500 – 75 – 16 =409 mm

$Vu = q_u * \frac{B-a}{2} - d * L$

$Vu = 650 * \frac{2.0-0.50}{2} - 0.409 * 2 = 443.3Kn$

$\Phi Vc = 0.75 * \frac{1}{6}\sqrt{28} * 2000 * 409 * 10^{-3} = 541.1$ KN

Φ Vc = 541.1 KN >Vu = 443.3 KN ….. OK safe.

4-11-2 Design of Two Way Shear Strength :-

Vu = Pu – FRo

FRo = qu * area of critical section

Vu = 2600-650*[(0.5+0.611)*(0.5+0.611)] = 2539 KN

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

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

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

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

Where:-

$$\beta c = \frac{\text{column length (a)}}{\text{column length (b)}}$$

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

bo = 2*(61.1+0.5)+2*(61.1+0.5) = 246.4 cm

α_s= 40 for interior column

Φ Vc = $\frac{0.75}{6}(1+\frac{2}{1})*\sqrt{28}*2464*409$ = 2850 KN

Φ Vc = $\frac{0.75}{12}(2+\frac{40*611}{2464})*\sqrt{28}*2464*409$ = 3972 KN

Φ Vc = $\frac{0.75}{3}*\sqrt{28}*2464*409$ = 2611.3 KN

ΦVc = 2611.3Kn>Vu=2539Kn

4-11-3 Design of Bending Moment :-

Critical Section at the Face of Column

FR = $q_{u*}\ \frac{B-a}{2} * L$ = 650 * $\frac{2.0-0.50}{2}$ *2 =975Kn

Mu = 975*0.75*0.5 = 365.6 KN.m

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{365.6\times10^6}{0.9\times2000\times409^2} = 1.21\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times17.65\times1.21}{420}}\right) = 0.00297$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00297×2000×409 = 2429.6 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018*2000*500 = 1800 mm^2

$A_{s,req}$ = 2429.6mm^2 **…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*50 = 150cm

S = 380*($\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$) – 2.5*75 = 192.5 cm

S = 45 cm **…… is control**

<u>Use 19ø16 in Both Direction, $A_{s,provided}$= 3820mm^2>$A_{s,required}$= 2429.6 mm^2… Ok</u>

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{3820 \times 420}{0.85 \times 2000 \times 28} = 33.71\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{33.71}{0.85} = 39.66\ mm$$

ε_s

4-11-4 Design of Dowels :-

Load Transfer In Footing :-

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

$A_1 = 50 * 50 = 0.25\ m^2$

$A_2 = 200 * 200 = 8.0\ m^2$

$$\frac{\sqrt{A2}}{\sqrt{A1}} = \frac{\sqrt{9.0}}{\sqrt{0.25}} = 6 > 2$$

$\Phi P_n = 0.65 * (0.85 * 28 * 250 * 2) = 7735\ KN > P_u = 2600\ KN$ …… OK

No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$\Phi P_n = 0.65 * (0.85 * 28 * 250) = 3867.5\ KN > P_u = 2600\ KN$ …… OK

No Need For Dowels

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 500 * 500 = 1250 mm2

Use 19ø12, $A_{s,provided}$= 2148 mm^2… Ok

4-11-5 Development Length In Footing :-

Tension Development Length In Footing :-

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

$Ktr = 0$ Nos

$cb = 75 + \frac{16}{2}$

$\frac{ktr+cb}{db} = \frac{0}{}$

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

300mm>$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{28}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 16 = 365.75\ mm$

$Ld_{T\ available} = \frac{1900-500}{2}$ -75= 625 mm

$Ld_{T\ available}$ = 625 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*16 = 288.96>$Ld_{Creq} = \frac{0.24*420*16}{\sqrt{28}}$ = 304.8

Ld_{Creq}= 304.8 mm

Ld_{Creq}= 304.8 mm …….. **Ok**>$Ldc_{available}$= 600 – 75 – 16 – 16 = 493mm

Lap Splice of Dowels In Column :-

Lsc = 0.071×fy×db = 0.071×420 ×16 = 477.12 mm > 300 mm

Select Lsc = 500 mm

.

الفصـــــــــــل الخامس

النتائج والتوصيات

5

5-1 النتائج

5-2 التوصيات

5-3 المراجع

5-4 الملحقات

5-1 النتائج

من خلال النظر والتجوال في هذا البحث، التعرف على معطياته و جوانبه، تم الخروج بخالصة 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.

5-2 التوصيات

1-يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملا إنشائيا ومعماريا.

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.

5-3 قائمة المصادر و المراجع

1-كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.

2-ملاحظات الأستاذ المشرف

4 – مشاريع تخرج سابقة في تخصص الهندسة المدنية(فرع مباني).

ACI Committee 318 (2011), ACI 318-11: Building Code Requirements for Structure -3

.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.