جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لكلية طبية

أسماء الطلبة

زياد"محمد مروان"الشرباتي شاديوصفيسليمي عليوسف أبو صبحة

مشرف المشروع

د. هيثم عياد

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

حزيران – ٢٠١٣

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي للكلية الطبية في مدينة جامعية في مدينة دورا

أسماء الطلبة

زياد "محمد مروان" الشرباتي شادي وصفي سليمي علي يوسف أبو صبحة

مشرف المشروع

د. هيثم عياد

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

حزيران – ٢٠١٣

جامعةبوليتكنكفلسطين

الخليل-فلسطين

كليةالهندسةوالتكنولوجيا

دائرةالهندسةالمدنيةوالمعمارية

اسمالمشروع

التصميم الإنشائي للكلية الطبية في مدينة جامعية في مدينة دورا

أسماءالطلبة

زياد "محمد مروان" الشرباتي شادي وصفي سليمي علي يوسف أبو صبحة

بناءعلىنظامكليةالهندسةوالتكنولوجياوإشرافومتابعةالمشرفالمباشرعلىالمشروعوموافقةأعضاءال لجنةالممتحنةتمتقديمهذاالمشروعإلىدائرةالهندسةالمدنيةوالمعماريةوذلكللوفاءبمتطلباتدرجةالبكالو ريوسفيالهندسةتخصصهندسةالمباني.

توقيعالمشرف

.....

توقيعاللجنةالممتحنة

....

توقيعرئيسالدائرة

.....

الإهداء :

إلى كل مفكر

إلي كل من أضاء بعقله عقل غيره

أو هدى بالجواب الصحيح حيرة سائليه

فأظهر بسماحته تواضع العلماء

وبرحابته ساحة العارفين.

الشكر والتقدير

إن الشكر و المنة لا تليق إلا لواهب العقول ومنير الدروب لله عز وجل

كماونتقدمبجزيلالشكروالامتنان

اليبانيةالجيلالواعد... جامعةبوليتكنكفلسطين

اليكليةالهندسةوالتكنولوجيا

اليدائرةالهندسةالمدنيةوالمعمارية.... بطاقمهاالتدريسيو الإداري

اليالمشرفعليهذاالبحثالدكتور.... هيثم عياد

والشكرواصللكلمنساهمفيانجازهذاالبحثالمتواضع

فريقالعمل

التصميمالانشائيللكلية الطبية في مدينة جامعية في مدينة دورا

فريقالعمل

زياد "محمد مروان" الشرباتي شادي وصفي سليمي علي يوسف أبو صبحة

جامعةبوليتكنكفلسطين -٢٠١٣م

إشراف

د. هيثم عياد

ملخصالمشروع

تتلخصفكرةهذاالمشروعفيالتصميمالإنشائيللكلية الطبية في مدينة جامعية يفترض بناؤها في مدينة دورا، هذا المشروع هو التصميم الإنشائي لكلية طبية ضمن مدينة جامعية كبيرة نوعاً ما نظراً لعدم وجود أي كلية طبية في محافظة الخليل و إن إنشاء مثل هذه الكلية في منطقة جنوب الضفة الغربية سيكون لها فائدة كبيرة على المواطنين الساكنين بالقرب من منطقة الجامعة ولذلك لم يتوانى المهندسين الذين هم جزء من هذا المجتمع عن واجبهم في توفير ما يحتاجه من المراكز التعليمية المهمة لأبنائه ، حيث تم القيام بالحسابات التصميمية الإنشائية اللازمة لكافة العقدات و الجسور و الأعمدة و الأساسات والأجزاء الإنشائية الأخرى للمبنى مثل القبة الفولاذية الموجودة في منتصف المبنى . و يتكون المبنى من أربعة طوابق تقل مساحة كل طابق عن الطابق الأسفل منه لإضفاء الطابع المعماري الجميل على هذا المبنى . ويعتبر هذا المشروع فريد من نوعه نظراً لعدم وجود مثله في جامعة بوليتكنك فلسطين أو حتى في مدينة الخليل بأكملها.

سيتمالتصميم - **إنشاءالله** - بناءاعلىمتطلباتكودالخرسانةالأمريكي(ACI-318) وستتمالاستعانةببعضبرامجالتصميمالإنشائيةوبر**امجالرسمثل** Atir, Autocad, Safe, Etabs و غيرهاومنالجديربالذكرانهتماستخداماكودالأردنيلتحديدالأحمالالحية **و** الميتةوسيتمالاطلاععلىبعضمشاريعالتخرجالسابقة ,

وسيتضمنالمشروعدراسةإنشائيةتفصيليةمنتحديدوتحليللعناصرالإنشائيةوالأحمالالمختلفةالمتوقعةومنثمالتصميما **لإنشائي**للعناصروإعدادالمخططاتالتنفيذيةبناءً علىالتصميمالمعدلجميعالعناصرالإنشائيةالتيتكوّنالهياكلالإنشائيةللمبن ى.

واللهوليالتوفيق

The Structural Design of the Medical College in theUniversityin Dora City

WORKING TEAM

Ali Abu Sabha Shady Slaimy Zeyad Al-shrabaty

Palestine Polytechnic University -2013

SUPERVISOR

DR. Haitham Ayyad

Project Abstract

The idea of this project is summarized in the structural design of the Medical College in the University in Dora City, this project is the structural design of the Medical College in the University in Dora City contained in a somehow big university because of the absence of any medical college in Hebron city and the construction of like this college in the zone of the south of west bank will have a big benefit on the people live in nearby the zone of the college and because of that the engineers who they are a part of this community did not hesitate about their duty in creation what it needs like important educational centers for its sons, while the structural design calculations needed for all the ribs, beams, columns, stairs, foundations and other structural part like the steel shell in the building middle was done, the building is formed of for floors with decreasing area by rising in each floor to give the beautiful architectural view on the building. And this project is considered a rare because there is no any similar in Palestine Polytechnic University or even the whole Hebron city.

The design will be done according to the American code (ACI-318) and the assisting will bedone by some of structural and painting programs like Atir, Autocad, Safe, Etabs and others. The Jordanian code was used in defining the live and dead loads, and we will see some former projects. And the project will include a detailed structural study of defining and analyzing for the structural elements and expected different loadsand then the structural design and executional plans according to the worked design for all structural elements which form the frame of the building.

Table of Contents

الفهرس

رقم الصفحة

صفحةالعنوان..... i

نسخهعنصفحةالعنوان ii

شهادةتقييممشروعالتخرج..... iii

الاهداء..... iv

الشكروالتقدير..... v

ملخصالمشروعباللغهالعربية vi

ملخصالمشروعباللغهالانجليزية vii

فهرسالمحتويات ix

فهرسالجداول xi

فهرسالأشكال xii

List of Abbreviations xiv

فهرسالمحتويات

الفصل الأول مقدمة **رقم الصفحة**

1.1 مقدمة **21.2**

أهداف المشروع **3** **1.3** **مشكلة**

المشروع3 1.4 حدود مشكلة المشروع4 1.5 المسلمات4 1.6

فصول المشروع 4 1.7 إجراءات المشروع4

الفصل الثاني الوصف المعماري للمشروع 6

2.1 تمهيد 7 2.2

مشكلة الدراسة7

2.3فكرة المشروع 8

2.4وصف المبنى8

2.4.1 مستويات كلية الطب وفعالياتها10

2-4-1-1الطابق الأرضي10

2-4-1-2الطابق الأول11

2-4-1-3الطابق الثاني12

2-4-1-4الطابق الثالث13

الفصل الثالث الوصف الإنشائي للمشروع14

1.3مقدمة.15

2.3هدف التصميم الإنشائي.15

3.3الدراسات التحليلية و النظرية.16

3.3.1الأحمال و تصنيفها .16

3.3.1.1الأحمال الميتة.16

3.3.1.2الأحمال الحية17.

3.3.1.3الأحمال البيئية . 18

3.4 الاختبارات العملية 19

3.5 العناصر الإنشائية المستخدمة19

3.5.1القدات .19

3.5.1.1 القدات المصمتة 20

3.5.1.2 العقدات المفرغة21

3.5.1.2-A عقدات العصب ذات الإتجاه الواحد 21

3.5.1.2-B عقدات العصب ذات الإتجاهين22

3.5.2 الجسور . 23

3.5.3 الأعمدة.24

3.5.4 الجدران الحاملة (جدران القص). 25

3.5.5 الأساسات. 26

3.5.6 الأدراج.28

الفصل الرابع التحليل و التصميم الإنشائي 29

4.1 مقدمة 30

4.2 تحديد سمك العقدة 30

4.3 تحديد الأحمال الميتة 31

4.4 تحديد سمك الجزء العلوي من العقدة Topping 32

4.5 تصميم الأضلاع Rib33

4.6 تصميم الجسر 40

4.7 تصميم العامود 47

4.8 تصميم أساس مفرد 50

4.9 تصميم عقدة ذات أعصاب في إتجاهين 57

4.10 تصميم عقدة مصمتة في إتجاه واحد 68

4.11 تصميم الدرج 74

4.12 Combined Foundation Design79

4.13 Strip Foundation Design86

4.14 Design of long column90

الفصل الخامس النتائج و التوصيات 93

5.1 مقدمة 94

5.2 النتائج 94
5.3 التوصيات 95

فهرس الجداول

الرقم	الجدول	رقم الصفحة
١-١	الجدول الزمني للمشروع	5
٣-١	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	17
٣-٢	الأحمال الحية على عناصر المبنى	17
٣-٣	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	18
٤-١	Topping Load Calculations	31
٤-٢	Rib Load Calculations	31
٤-٣	Beam Load Calculations	40
٤-٤	Loads calculation on Two Way Slab	61
٤-٥	Coefficients for Moment Calculations	69
٤-٦	Reinforcement for One Way solid Slab	73
٤-٧	Dead Load Calculations on Flight	74
٤-٨	Dead Load Calculations on Landing	74

فهرسالأشكال

الرقمالشكل **الصفحة**

1-3-2فعاليات الكلية والحركة العمودية8

1-4-2الفعاليات الداخلية لكلية الطب والحركة العمودية9

1-1-4-2الطابق الأرضي 10

2-1-4-2الطابق الأول 11

3-1-4-2الطابق الثاني 12

4-1-4-2الطابق الثالث 13

3-1عقدة مصمتة باتجاه واحد 20

3-2عقدة مصمتة باتجاهين 21

3-3عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد 22

3-4عقدات العصب ذات الاتجاهين 22

3-5أشكال الجسور23

٣-٦-أعمود دائري 24

٣-٦-بعمود مستطيلي 24

3-7جدار القص 25

3-8شكل الأساس المفرد 26

3-9مسقط أفقي للأساسات 27

3-10مقطع طولي في الأساس 27

3-11مقطع توضيحي في الدرج 28

4-1One way rib slab33

4-2Envelop and loads diagram34

4-3Envelop diagram for beam41

4-4Section in column and column ties49

4-5Section in isolated footing50

4-6Vertical view of isolated footing51

4-7Critical section for moment53

4-8 Tributary area for moment 54

4-9Two way rib slab57

4-10Section in beam 2358

4-11Section in beam 4858

4-12Section in beam 2058

4-13T-section rib59

4-14α_f distribution60

4-15C_b distribution62

4-16Slab Negative and positive moments on (R006)63

4-17Shear distribution in Two way rib slab (R006)66

4-18One Way Solid Slab68

4-19Steel distribution in one way solid slab73

4-20Stair Structural system and load distribution75

4-21Loads distribution on stair landing77

4-22Combined Footing (F5)79

4-23Shear and moment diagrams for (F5)80

4-24Steel distribution for combined footing(F5)85

4-25Footing 1686

4-26plan view of footing showing tributary area for shear89

4-27plan view showing tributary for moment89

4-28Reinforcement details for footing 1689

4-29Section and ties in column (018)92

List of Abbreviations

- Ac = area of concrete section resisting shear transfer.
- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_s = area of non-prestressed compression reinforcement.
- Ag = gross area of section.
- Av = area of shear reinforcement within a distance (S).
- At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- bw = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- Ec = modulus of elasticity of concrete.
- f_c' = compression strength of concrete .
- *fy*= specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- Ln = length of clear span in long direction of two- way construction, measuredface-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 or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- Vc = nominal shear strength provided by concrete.
- Vn = nominal shear stress.

- Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- Vu = factored shear force at section.
- Wc = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.
- Wu = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ε_c= compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s= strain of tension steel.
- ρ = ratio of steel area .

بسم الله الرحمن الرحيم

1

الفصل الأول

مقدمة

١.١ المقدمة .

١.٢ أهداف المشروع .

١.٣ مشكلة المشروع .

١.٤ حدود مشكلة المشروع .

١.٥ المسلمات .

١.٦ محتويات المشروع .

١.٧ إجراءات المشروع .

المقدمة :-

الحمد لله الذي خلق الإنسان علمه البيان، وبعد،

فهذا مشروع التصميم الإنشائي للكلية الطبية في مشروع المدينة الجامعية التي سيتم إنشاؤها في مدينة دورا في السنوات القادمة إن شاء الله ، والذي يمثل جزءاً من المشاريع الخاصة بمدينة دورا. وقد جاء مشروعنا (التصميم الإنشائي لكلية طبية) إستكمالاً لما تم عمله من مشاريع التصميم الإنشائي للكليات والمباني الأخرى في الجامعة.

و شمل المشروع مجالات مختلفة من الهندسة المعمارية والهندسة المدنية خاصة هندسة المباني ، مع الأخذ بعين الإعتبار أن الجزء الهندسي المدني منه لا يمكن تنفيذه تنفيذاً دقيقاً إلا بالإعتماد على مهندسين بارعين قادرين على إظهار موهبتهم الحقيقية في عمل مناسب لهم ، و إن كثيراً من المشاريع الهندسية تفتقر للإبداع الهندسي الذي يعتمد على نتائج التعليم الجامعي بشكل أساسي ، فهناك خيط دقيق يصل بين فروع الهندسة المدنية و المعمارية المختلفة فيوحد بينها على قاعدة أن الهندسة كلٌّ لا يتجزأ.

يعالج المشروع مسألة التصميم الإنشائي لمبنى الكلية الكبير فتم تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى من أساسات و أعمدة و جسور و عقدات و قباب وواجهات وجدران قص وأرضيات وغيره من العناصر الإنشائية المهمة في إتمام المبنى للعمل المخصص له ووظيفته المرادة منه.

بنيت أجزاء المشروع على أساس التسلسل المنطقي في إتمامها ففي الجزء الأول من المشروع والذي يغطيه مساق مقدمة مشروع التخرج تم القيام بالأجزاء الأساسية للمشروع من إختيار فكرة المشروع وهي الخطوة الأولى ثم عرض فكرة المشروع و مناقشتها وبعد ذلك وصف المشروع و تحليله وظيفياً و دراسته دراسة معمقة ثم تقسيم المشروع إلى طوابق وتقسيم سقف كل طابق إلى أجزاء و كل جزء له العقدة الخاصة به سواء كانت عقدة باتجاهين أو باتجاه واحد أو مصمتة أو غيرها.

ثم قمنا بتحديد الجسور في كل طابق والأعمدة التي يتم تحميل الجسور عليها وقمنا أيضاً بتحديد فواصل التمدد في المبنى للمحافظة عليه ومنع حدوث التشققات التي تضعف المبنى وتؤدي إلى حدوث مشاكل تقلل من جودة المبنى وظيفياً و إنشائياً.

ونشير هنا إلى أن هذا المشروع هو مشروع مهم ، ولن يتم النجاح لتجربتنا إلا بتعاون كل الجهات المسؤولة من وزارات و نقابات و رجال أعمال و أولياء أمور لإبرازه على أرض الواقع. فيرجى منهم أن يكرموا مجتمعهم بتطويره و تزويده بالمنشآت اللازمة له ، ولهم و لكم منا جزيل الشكر و التقدير.

طلاب المجموعة

1.2 أهداف المشروع :-

١. أهدافمعمارية :

مثل هذه المشاريع الكبيرة تلفت نظر المواطنين و طلاب العلم ، لذلك يجب التركيز الجيد على النواحي المعمارية ، فمن خلال هذه المشاريع يستطيع المعماري الفلسطيني إثبات وجوده في الساحة الهندسية العربية من خلال الكتل المتناسقة و العناصر المستعملة في الواجهات، و يكون للمباني التعليمية طابع معماري خاص بها يدل على تطور الذوق المعماري الفلسطيني، و هذا يدل على تطور المدينة و حضارتها.

٢. أهداف إنشائية :

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

١. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
٢. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
٣. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
٤. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.
٥. إكتساب معلومات و مفاهيم جديدة في مجال هندسة المباني .
٦. تجربة العمل في مجموعات والتعرف على فوائد التعاون المشترك بين الزملاء، و العمل كوحدة و احدة.
٧. التعرف على بعض المشاكل التي تواجه المهندس المدني في تصميم المباني، و إيجاد الحلول المناسبة لها.

1.3 مشكلة المشروع :-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لمبنى كلية طب داخل مدينة جامعية في مدينة دورا الذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا البحث ، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ....الخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليه ، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها ، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ، ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

1.4 حدود مشكلة المشروع :-

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني والأول من السنة الدراسية ٢٠١٣/٢٠١٤ من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الأول.

1.5 المسلمات :-

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Beam d,Stadpro, Etabs, Safe…etc)
٣. برامج أخرى مثل AutoCAD ,Microsoft office Word & Power Point.

1.6 فصول المشروع :-

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

١- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه....
٢- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣- الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
٤- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
٥- الفصل الخامس: النتائج و التوصيات .

1.7 إجراءات المشروع :-

١) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهدافالمشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.

٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسوروالأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

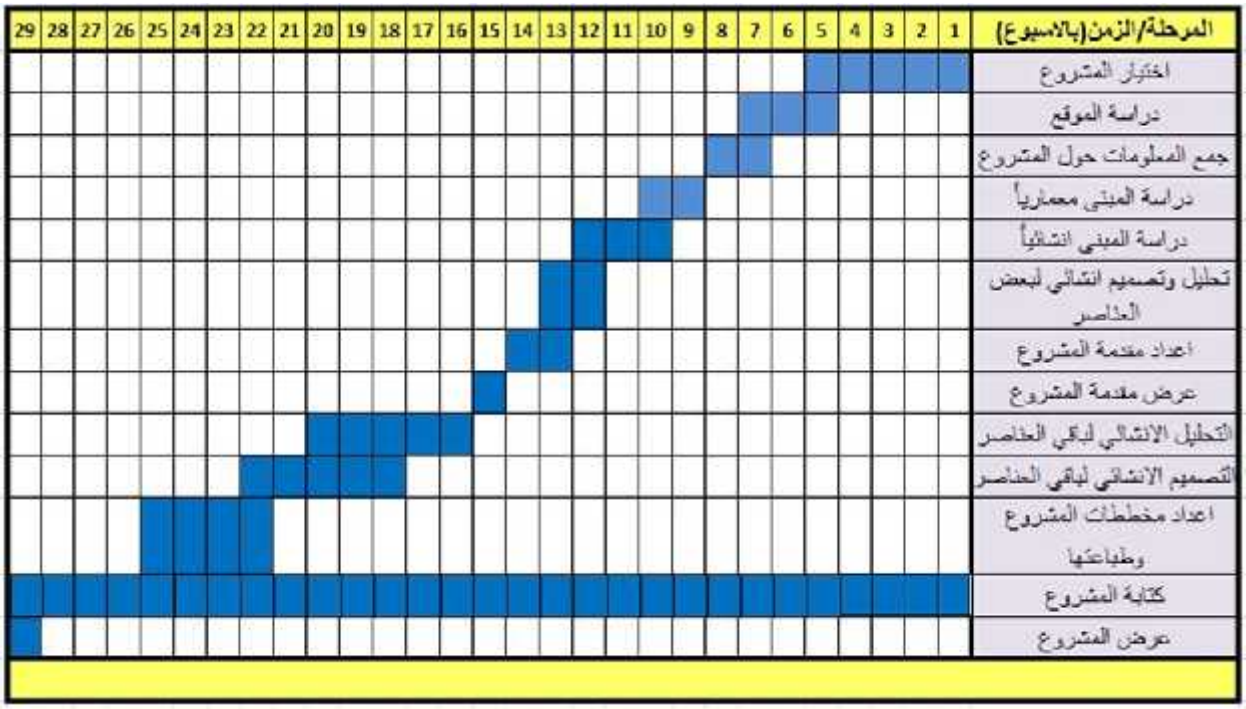
٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

٥) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

٦) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.



جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٤/٢٠١٣)

الفصل الثاني

2

الوصف المعماري للمشروع

٢.١ تمهيد

٢.٢ مشكلة المشـــــــــروع

٢.٣ فكرة المشروع

٢.٤ وصف المبنى

2.1 تمهيد:-

يقول الله تعالى في كتابه بعد أعوذ بالله من الشيطان الرجيم :"وقل رب زدني علما" (الآية ١١٤،سورة طه) وكما ورد عن رسوله صلى الله عليه وسلم : "فضل العالم على العابد كفضلي على أدناكم ... إن الله وملائكته وأهل السماوات والأرض حتى النملة في جحرها، وحتى الحوت ليصلون على معلمي الناس الخير".(سنن الترمذي) وكما كان الشافعي رحمه الله يقول العلم علمان: علم الدين وهو الفقه، وعلم الدنيا وهو الطب، وكما قال علي رضي الله عنه :

ففز بعلم تعش حيا به أبدا الناس موتى وأهل العلم أحياء

وبما أن التعليم والتعليم الجامعي هو الأساس الذي تقوم عليه المجتمعات ويعمل على الارتقاء به حضاريا سيتم تصميم هذا الصرح لأنه من المباني التي تقام للأفراد الذين يتلقون بها العلوم المختلفة التي تساهم في رفع المستوى التعليمي لدى الناس ولمواصلة التقدم كان حتما علينا إيجاد هذه الصروح.

ومن هنا يتناول هذا البحث دراسة تحليلية وإنشائية لكلية طب داخل مدينة جامعية مقترحة في منطقة جنوب الخليل.

2.2مشكلة الدراسة :-

نظرا لتزايد أعداد الطلاب وما يصحب ذلك من مشاكل مختلفة حيث أن عدد الطلاب في المدارس في منطقة جنوب الضفة يصل إلى٢٢١٧٣٢طالب حسب إحصائية ٢٠٠٧- ٢٠٠٨ لوزارة التربية والتعليم ، وأيضا لعدم وجود كليات وجامعات في مناطق جنوب الخليل سوى فرع لجامعة القدس المفتوحة وعدم وجود كليات طب في المنطقة ولبعد الجامعات في المدن عن طلاب منطقة جنوب الخليل ، بالإضافة إلى مشكلة المواصلات بين المدن والبلدات حولها هذا بالإضافة إلى نقص الخدمات التعليمية وهذا لأسباب عديدة منها الوضع السياسي الذي تمر فيه المنطقة، والوضع المادي حيث انه بهذا الاقتراح يمكن لأهالي تعليم أبنائهم بتكاليف اقل ،وأيضا التزايد المطرد في إعداد الطلاب الملتحقين في الجامعة حيث انه يتوقع في عام ٢٠١٥ _٢٠٢٠ أن عدد الطلاب سيصل إلى ٢٥٩٢٢٢ بالمقارنة بالعدد الحالي الذي يصل إلى ١٧٦٧٥٦ حسب إحصائية مؤسسة التعليم العالي في منطقة الوطن (الضفة والقطاع)،وبهذا تكون هناك حاجة إلى المزيد من الجامعات لاستقبال الطلبة الجدد ، وقد تم اقتراح كلية طب وذلك بسبب النقص في المؤسسات الطبية والصحية والحاجة لوجود المؤسسات الصحية وأيضا تم اقتراح كلية هندسة في الجامعة رغم وجود هذا التخصص في جامعات أخرى في الوطن وذلك لان هناك حاجة إلى المهندسين في كافة التخصصات وذلك للنهوض بالمجتمع وذلك لأن الدول تقوم دائماً على أكتاف المهندسين تم اقتراح هذا المشروع .

2.3 فكرة المشروع :-

تتمثل فكرة المشروع من خلال إظهارأكثر من طابع معماري في نفس المبنى والتطورات العمرانية مع الزمنحيث يظهر الحجر **الأصفر** في الطوابق السفلية والذي يدل على العمارة القديمة ثم في الطوابق الوسطى يبدأ **الحجر** الأبيض بالظهور ثم في الطوابق العليا تظهر الواجهات الزجاجية التي تدل على العمارة الحديثة كما هو موضح في الصورة التالية .

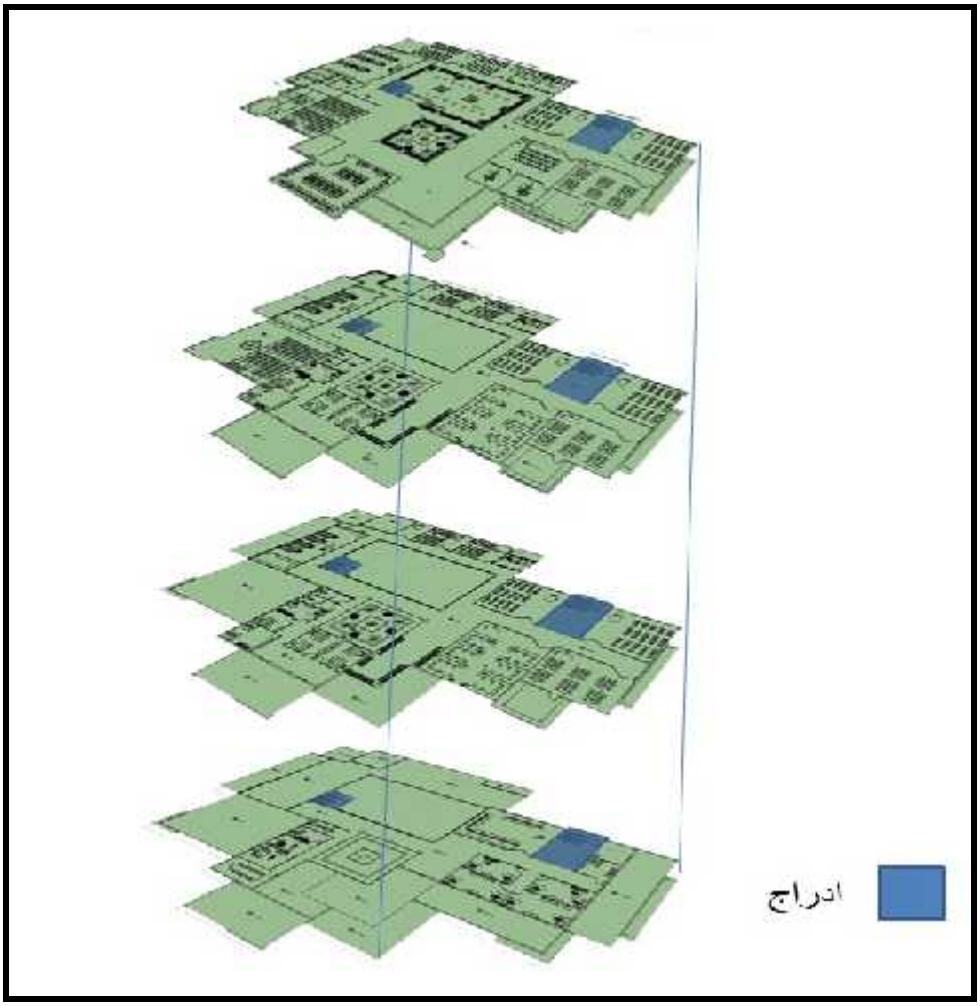
الشكل 1-3-2 : فعاليات الكلية والحركة العمودية

2.4 وصف المبنى :-

تصميم كلية الطب :

جاء تصميم كلية الطب وفقا لأسس ودراسات سابقة تشمل العلاقات الوظيفية للكلية **إضافةإلى عمل برنامج** المساحات حسب حاجة كل فراغ معماري وفقا للوظيفة ولتحقيق المنفعة للمستخدمين . ويحتوي المبنى على **أربعة طوابق وبمساحة** كلية تبلغ حوالي٦٧٦٧ **متر مربع** .

يبين الشكل الآتي عناصر الاتصال الأفقية والعمودية داخل مبنى كلية الطب :



الشكل (1-4-2) : الفعاليات الداخلية لكلية الطب والحركة العمودية

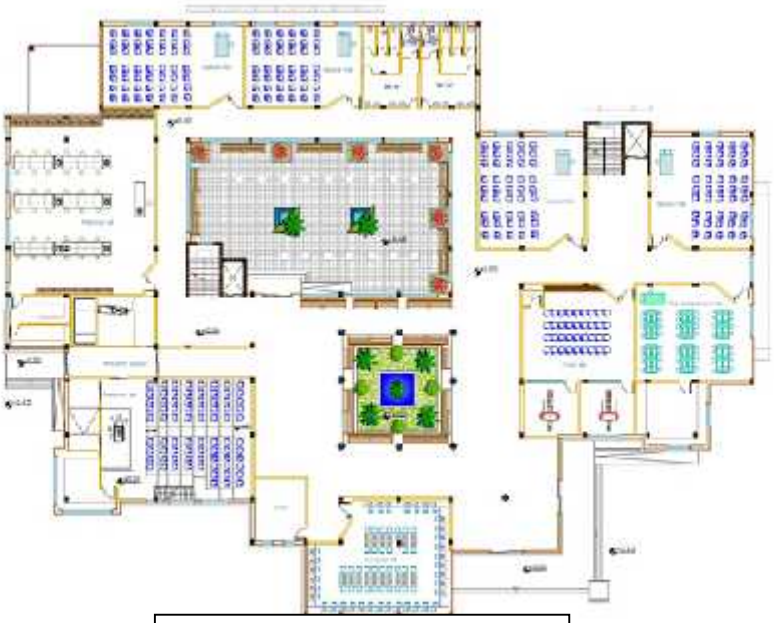
(2-4-1) : مستويات كلية الطب وفعالياتها

(2-4-1-1) : الطابق الأرضي :

- مساحة الطابق الأرضي هي ٢٣٨٠م٢

فعاليات الطابق الأرضي :

١. مختبر علم الطفيليات
٢. مختبر تشريح
٣. مختبر أشعة
٤. مختبر أدوات طبية
٥. قاعة محاضرات
٦. حمامات
٧. مختبر علم الأنسجة
٨. مخازن

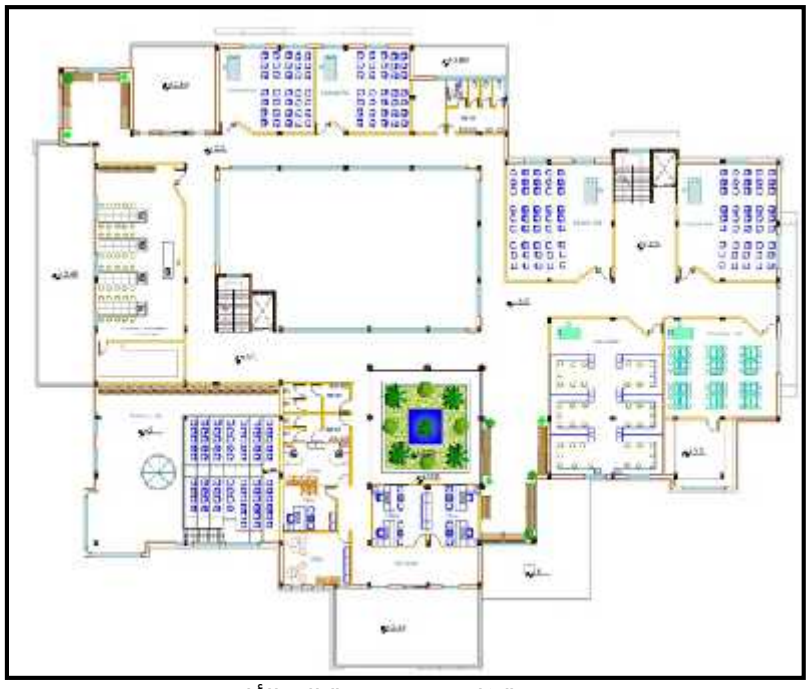


الشكل(2-4-1-1) : الطابق الأرضي

(2-4-1-2) الطابق الأول

- تبلغ مساحة الطابق الأول ٢٠٥٢م٢

فعاليات الطابق الأول :
١- مكاتب مدرسين
٢- مكاتب مساعدين
٣- مختبر الكيمياء الحيوية
٤- مختبر كيمياء
٥- قاعة محاضرات
٦- حمامات
٧- مختبر علم الأمراض
٨-مخزن



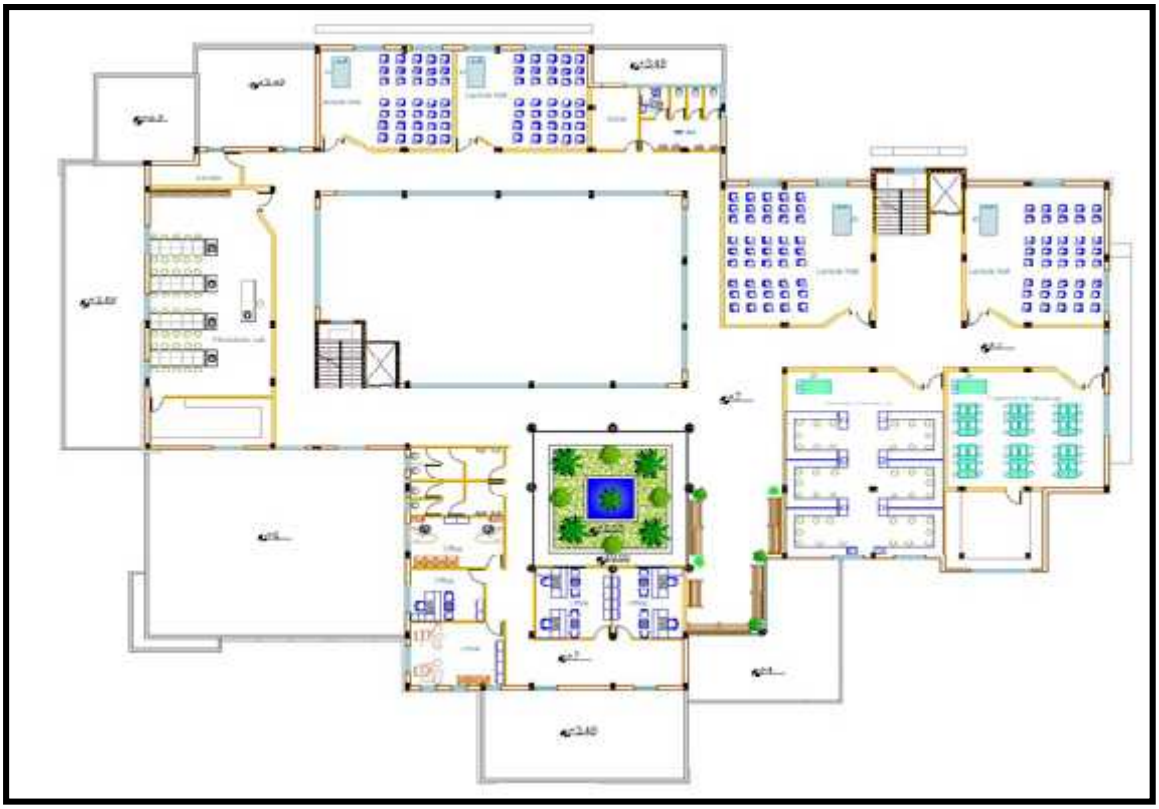
الشكل (2-1-4-2) : الطابق الأول

(2-4-1-3) الطابق الثاني

- تبلغ مساحة الطابق الثاني ١٧٦٠م٢

فعاليات الطابق الثاني :

١- مكاتب مدرسين
٢- مختبر العلاج النفسي
٣- مختبر علاج الكسور
٤- قاعات محاضرات
٥- مختبر علم وظائف الأعضاء
٦- المطبخ
٧- حمامات
٨- مخزن



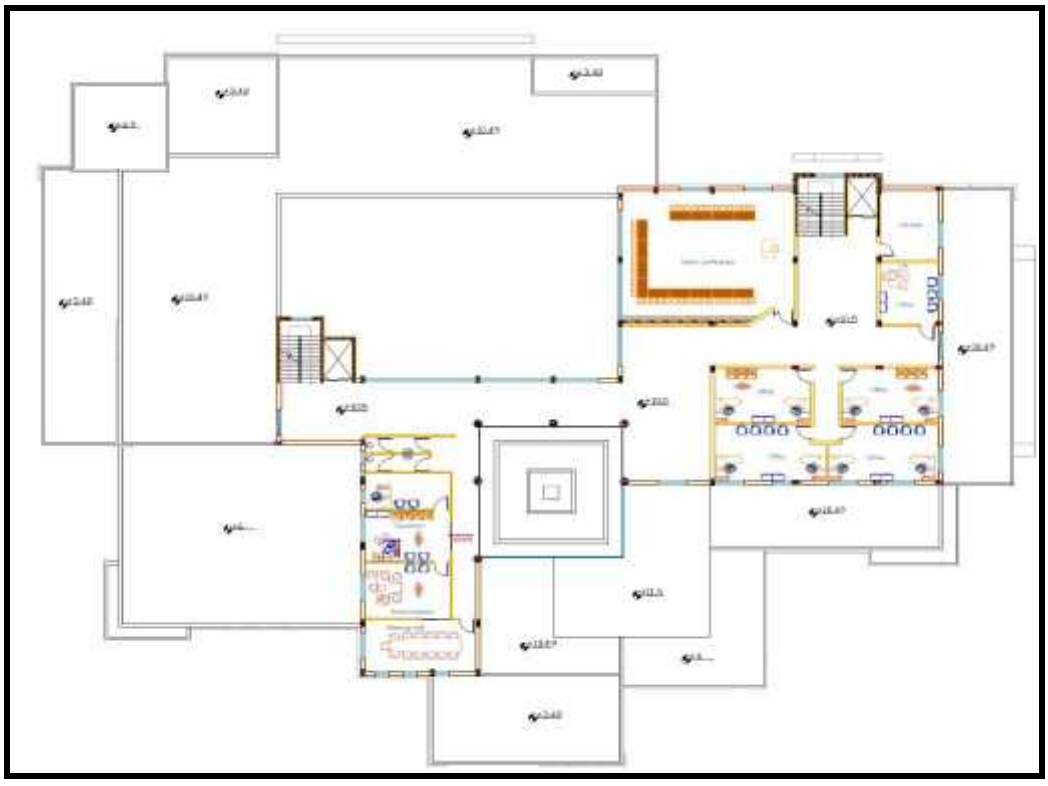
الشكل (2-4-1-3) : الطابق الثاني

(2-4-1-4) الطابق الثالث

- تبلغ مساحة الطابق الثالث ٥٧٥م٢

فعاليات الطابق الثالث :

١- مكاتب مدرسين
٢- قاعة مؤتمرات
٣- الإدارة الرئيسية
٤- حمامات
٥- مطبخ
٦- قاعة اجتماعات



الشكل (2-4-1-4) : الطابق الثالث

٣

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمشروع

المحتويـــــــــــات

١.٣مقدمة.

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي.

٣.٣ الدراسات التحليلية و النظرية.

١.٣.٣ الأحمال و تصنيفها .

١.١.٣.٣الأحمال الميتة.

٢.١.٣.٣ الأحمال الحية.

٣.١.٣.٣الأحمال البيئية .

٤.٣ الاختبارات العملية

٥.٣ العناصر الإنشائية المستخدمة

١.٥.٣القدات .

٢.٥.٣الجسور .

٣.٥.٣الأعمدة.

٤.٥.٣الجدران الحاملة (جدران القص).

٥.٥.٣ الأساسات.

٦.٥.٣الأدراج.

٧.٥.٣ الجدران الإستنادية.

1.3مقدمة :

إن أي عملية وصف لا تقتصر على جانب معين من جوانبه ، و إنما يكون بالوصف و التعمق في جميع تفاصيله الداخلية التي تعبر جزء لا يتجزأ منه . فبعد التجوال الموجز في الجانب المعماري لمبنى الكلية ، **و التعرف** عليه مقتضياته الجمالية ، **كان لابد** من توجيه الدراسة للتعرف على جانبه الإنشائي ، ليصبح بالإمكان تشغليه مع **مراعاة السلامة و الأمان** .

يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافه العناصر الانشائية ، و الكيفية التي تقاوم فيه الأحمال التي تؤثر عليها وبالتالي كان لابد من وصف كافه هذه العناصر الإنشائية ، و التعرف عليها و على ماهية عملها ، **و** القوانين الهندسية و الأفكار المعمول بها ، مع مراعاة الحفاظ على الرونق المعماري المصمم له .

2.3 هدف التصميم الإنشائي :-

الهدف السامي من التصميم الإنشائي ، هو ولادة منشأ متكامل و مترابط ، يعمل كوحدة واحدة**في مقاومة** الظروف و العوامل التي يتعرض لها ، من أحمال حية و ميتة و بيئية ، و عند تصميم أي عنصر من العناصر الإنشائية ، لابد أن يراعى فيه المعايير التالية :-

- ✓ **الأمان** (Safety): يتم الوصول إليه من خلال اختيار العنصر الإنشائي المناسب، **في المكان المناسب ، القادر** على مقاومة الأحمال و الإجهادات التي يتعرض لها بأمان.
- ✓ **التكلفة** (Cost): يتم تحقيقها عن طريق أنواع مواد البناء المستخدمة ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي **ستستخدم من** أجله ، من دون المبالغة فيها .
- ✓ حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) **و تجنب التشققات** (Cracks) تشوه المبنى معمارياً ، و تضعفه إنشائياً.
- ✓ **الرونق الجمالي المبنى**.

3.3 الدراسات التحليلية و النظرية :-

إن عملية التحليل التي تخص الجانب الإنشائي ، تتطرق بصفة رئيسية إلى الأحمال التي تتعرض لها ، لوضع سبل مقاومتها بالشكل الإنشائي المطلوب بدقة و عناية ، و فيما يلي سرد موجز عن الأحمال و أنواعها .

3.3.1 الأحمال :-

تقسم الأحمال بصورة مباشرة على حسب طريقة تأثيرها في المنشأ إلى :-

١- الأحمال الرئيسية (المباشرة) :وهذه الأحمال تتضمن الأحمال الميتة والأحمال الحية والأحمال البيئية .

٢- الأحمال الثانوية (غير المباشرة) : وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة ، والتأثير الحراري والزحف وهبوط الأساس.

لذا في جانب الحساب الإنشائي، يجب مراعاة الدقة المتناهية في عملية تمثيل الأحمال على العناصر الإنشائية على حسب التصنيف السابق ، فالخرسانة مثلا تمتلك معدل تمدد و انكماش مخالف تماما للحديد الذي يكون فيه.

لذا لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشاة وهذه الأحمال هي: ١)الأحمال الميتة،٢) الأحمال الحية، ٣)الأحمال البيئية.

3.3.1.1 الأحمال الميتة :-

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m³)
١	البلاط	٢٣
٢	المونة	٢٣
٣	الخرسانة	٢٥
٤	الطوب	٩
٥	القصارة	٢٣
٦	الرمل	١٨

الجدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

3.3.1.2الأحمال الحية :-

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

١. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
٢. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
٣. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (٣-٢) يبين قيمة الأحمال الحية اعتماداً على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m²)
١	مواقف السيارات	5.0
٢	المخازن	5.0
٣	الأدراج	4.0
٤	المطاعم	5.0
٥	المباني السكنية	2.5

الجدول (3-2) الأحمال الحية

3.3.1.3 الأحمال البيئية :-

وتتمثل في الأحمال الصادر من المصادر الطبيعية و هي :-

١) الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة. وتصمم جدران القص اعتماداً على ضغط الرياح بمقدار ($0.4\ KN/m^2$) حسب الكود الأردني.

٢) الثلوج

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

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

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
H < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
500 <h <1500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

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

٣) الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعا إلى الكود المستخدم.

3.4 الاختبارات العملية :-

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

3.5 العناصر الإنشائية :-

المبنى هو عبارة عن محصلة التحام العناصر الإنشائية مع بعضها البعض , لتصبح كتلة واحدة متكاملة لا يعتريه أي شائبة , منتصباً أمام الأحمال التي يتعرض لها , ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

3.5.1 العقدات (البلاطات) :-

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بنقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة ،دون تعرضها إلى تشوهات .

ويوجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخرسانية المسلحة , منها مايلي :

١. **العقدات المصمتة Solid Slabs .**
٢. **العقدات المفرغة Ribbed Slabs .**

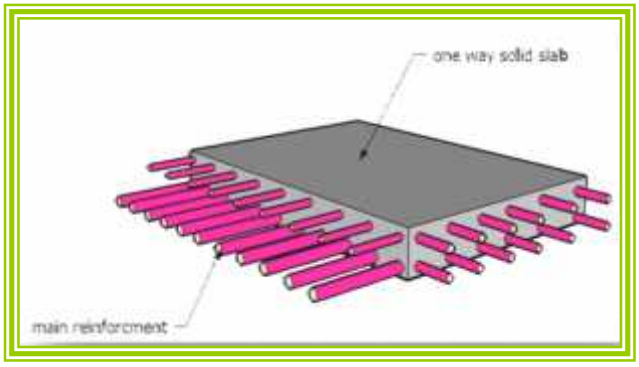
ورغم وجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ، وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار نوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة ، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

- **العقدات المركبة والمكونة من المعدن والخرسانة composite slabs**
- **عقدات مفرغة في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .**
- **العقدات المصمتة solid slabs**

3.5.1.1 العقدات المصمتة Solid Slabs:-

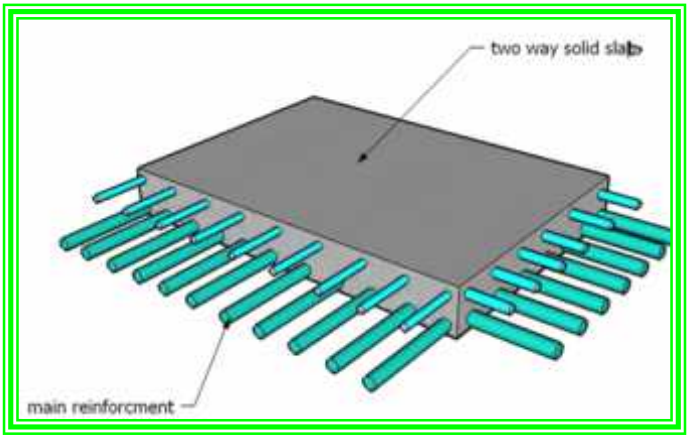
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :

أ- العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .



الشكل(1-3) عقدة مصمتة باتجاه واحد

ب- العقدات المصمتة في اتجاهين Tow Way Solid Slabs .



الشكل (2-3) عقدة مصمتة باتجاهين .

وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج .

3.5.1.2 العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-

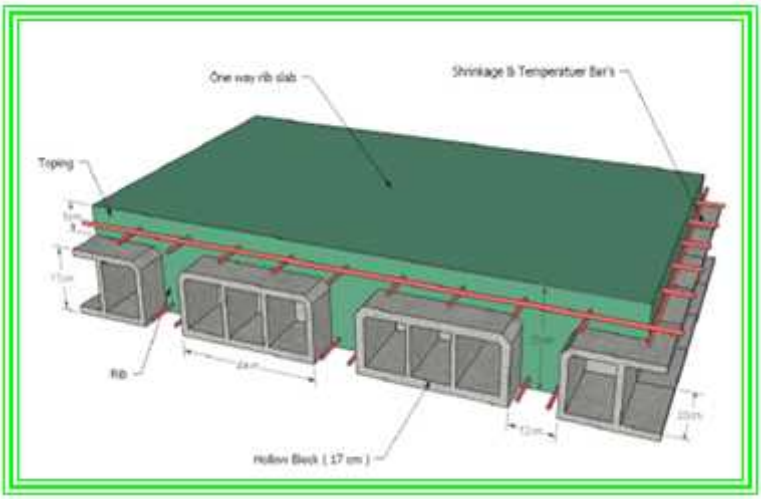
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

أ- عقدات عصب في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .

ب- عقدات عصب في اتجاهين Tow Way Rib Slabs .

3.5.1.2A- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One Way Rib Slabs):-

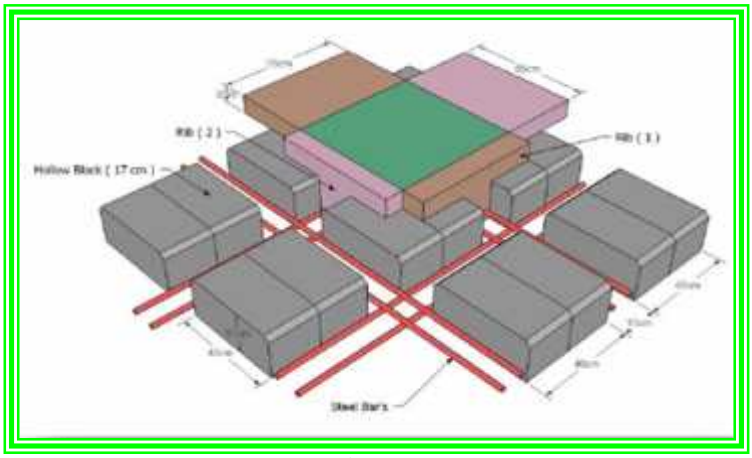
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة ، وتستخدم لبحور طويلة، ويتم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع وعقدات بيت الدرج ومطالع الدرج ، وذلك لخفة وزنها و فعاليتها .



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

3.5.1.2ب- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Tow Way Rib Slabs):-

و عقدات العصب في اتجاهين فتستخدم في حالةالمساحات الكبيرة نسبيا ، خاصة عندما تكون مسافات البحور للعقدة مقاربة و تكون المسافات أكثر من 6م ، ولذلك لم يتم استخدام هذا النوع من العقدات.



الشكل(3-4) عقدات العصب ذات الاتجاهين

3.5.2 الجسور :-

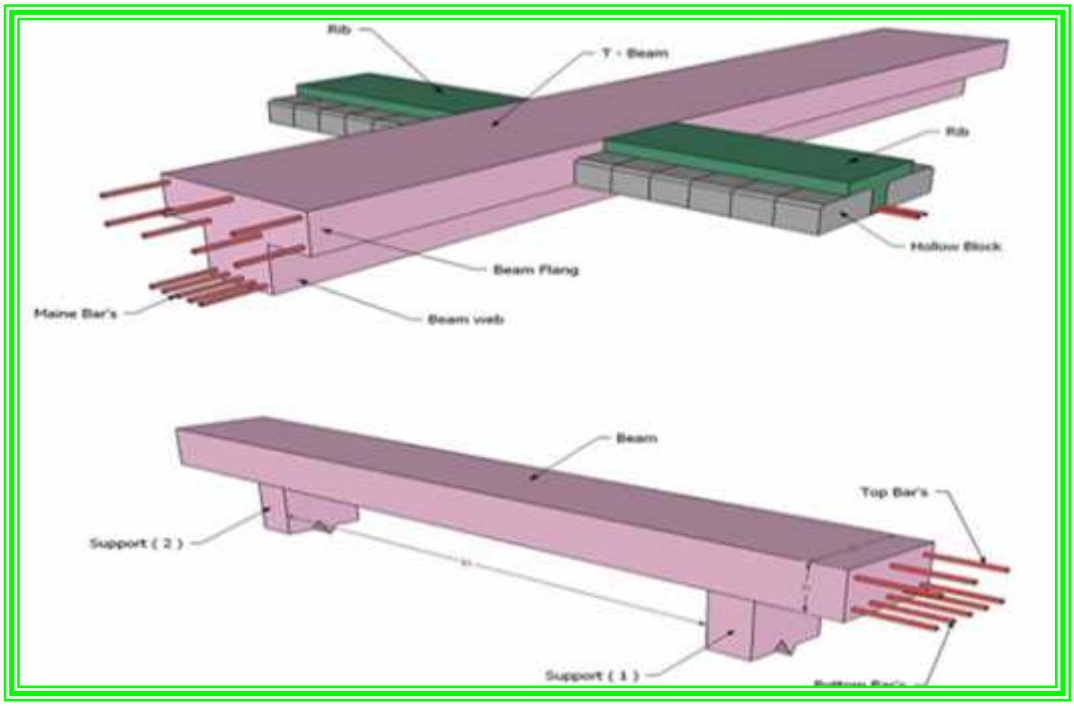
وهي عناصر إنشائية أساسية ، تقوم بنقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة لتقوم بنقلها إلى الأعمدة، و الجسور الخرسانية على نوعين هما :-

١. الجسور المستورة :- عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .

٢. الجسور الساقطة (Dropped Beam) : -

عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور L –section , T-section .

ونظرا للتوزيع الجيد للقوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور ،فقد تم استخدام الجسور الساقطة مع مراعاة عامل القوس(الانحناء) (Limitation of Deflection).

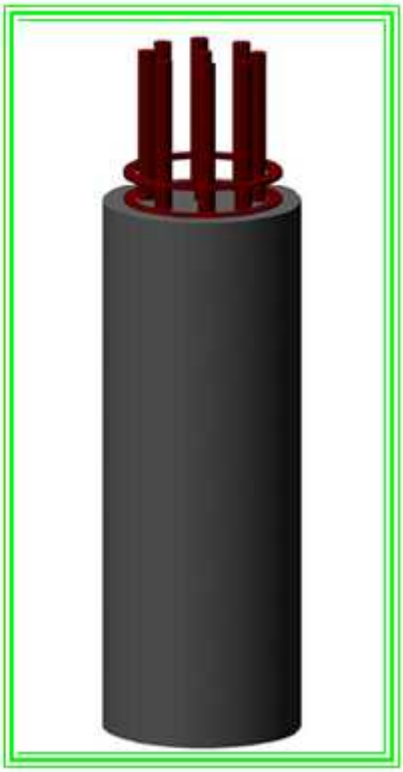


الشكل (5-3) أشكال الجسور .

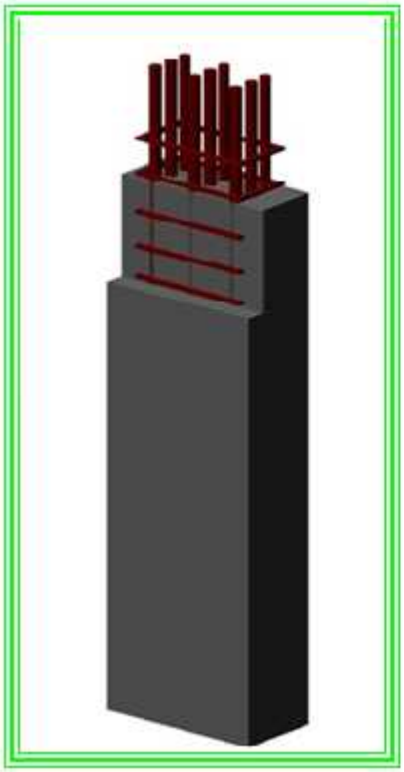
3.5.3 الأعمدة :-

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى . لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها .

أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية .



٣ -٦-أ عمود دائري



٣ -٦-ب عمود مستطيلي

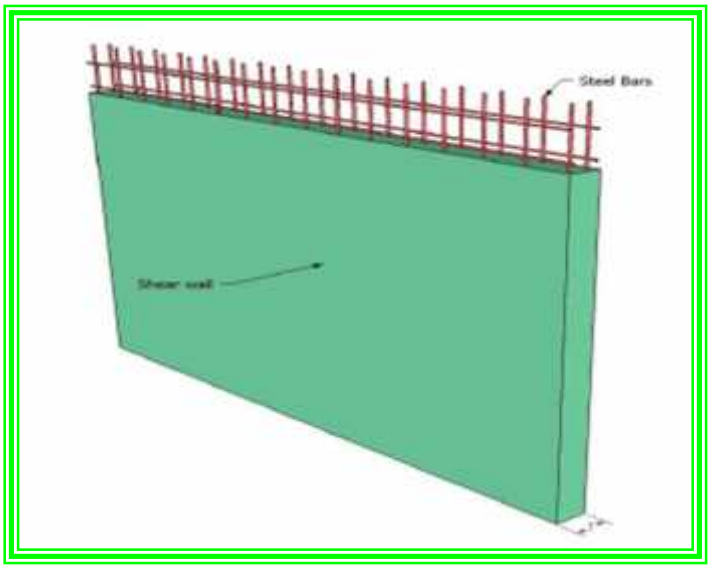
الشكل(6-3) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

3.5.4 جدران القص (Shear Wall) :-

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها **وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة** الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) ، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية .

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ, ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن.**وأن** تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها **على جدران المبنى** المقاومة للقوى الأفقية .

وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها التصميم الصحيح ، وتتمثل هذه الجدران ، بجدران بيت الدرج ، **وجدران المصاعد ، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى** .



الشكل (3-7) جدار القص

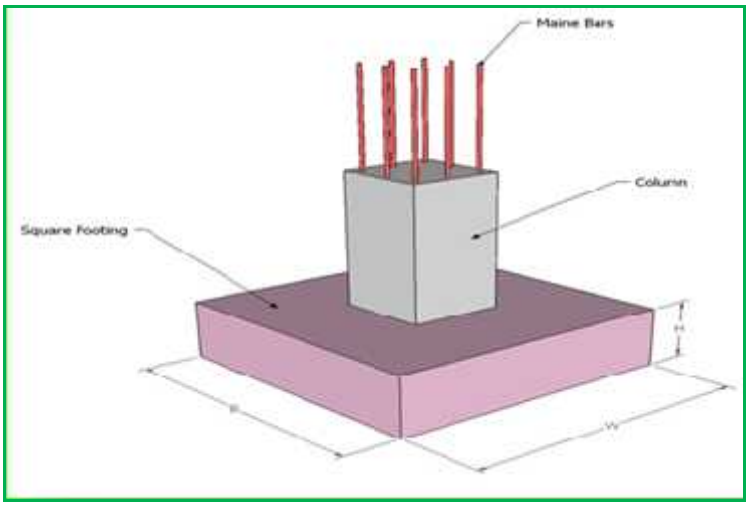
3.5.5 الأساسات(Foundations) :-

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

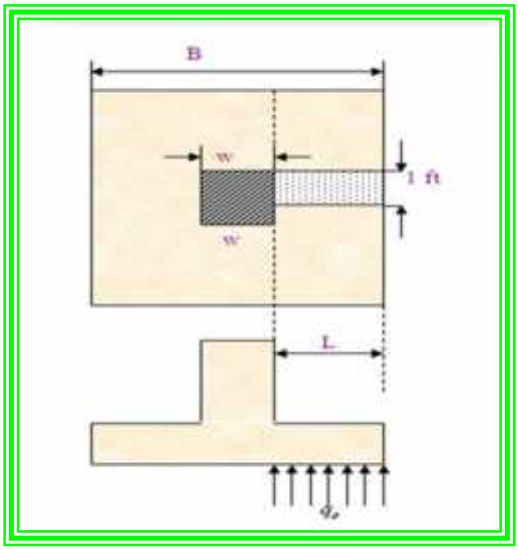
وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض ، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ،فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساسمسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأحمال الحية داخل المبنى .

وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات ، وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس .

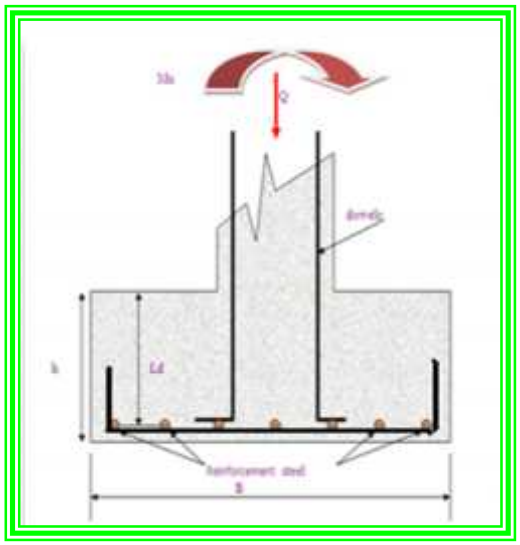
والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(Deep Foundation).



الشكل (3-8) :شكل الأساس المفرد .



الشكل رقم (3-9) مسقط أفقي للأساسات

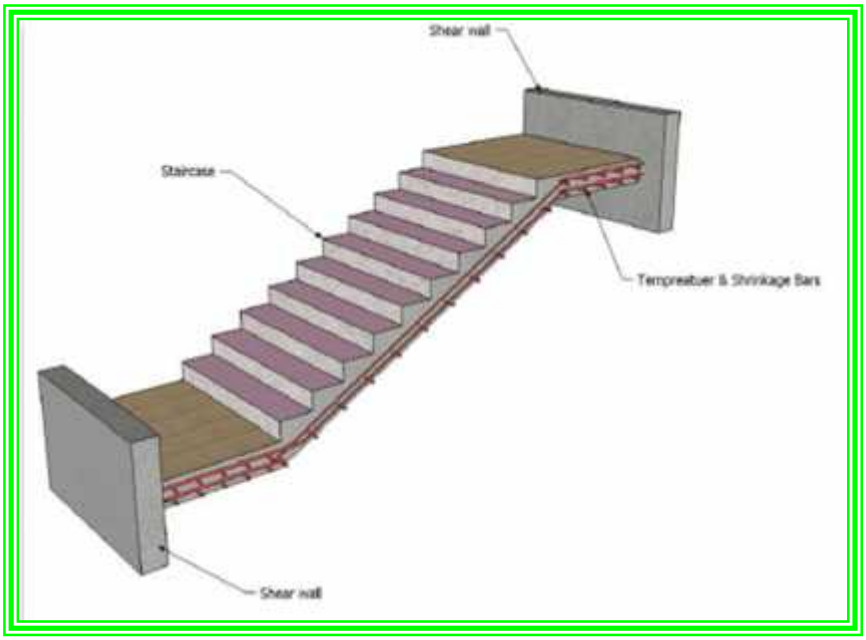


الشكل رقم (3-10)مقطع طولي في الأساس

في الشكلين (3-9)، (3-10) يوضح كيفية نقل الأحمال من المبنى إلى الأساس عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للأحمال الواقعة عليها من المبنى وأيضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الأساس .

3.5.6 الأدراج (Stairs) :

الأدراج عبارة عن العنصر المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد ، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع ، وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصاعد الكهربائي .



الشكل (3-11) مقطع توضيحي في الدرج .

٤

الفصل الرابع

Structural Analysis & Design

4-1 Introduction.

4-2 Determination of Slab Thickness.

4-3 Determination of Dead Load

4-4 Design of topping.

4-5 Design of Rib.

4-6 Design of Beam

4.1 Introduction

The project consists of several structural elements that should be designed according to the ACI code, using the finite element method by means of computer software such as “ATIR” for analysis and design.

4.2Determination of the Slab thickness:

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of non-prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed, given in table (9.5 -a), as follows:

6000/16 = 375mm.

h_{min} for one-end continuous = L/18.5 longest one-end cont. is 6m

= 6000 /18.5 =324.3 mm.

h_{min} for both-end continuous = L/21 longest both-end cont. is 6.10 m

= 6100/21 =290.47mm.

Select Slab thickness h= **35** cm with 27cm block & 8cm Topping.

4.3 Determination of Dead Load :

Topping Load Calculations

material	gamma	h	b	KN/m
tiles	23	0.03	1	0.69
mortar	23	0.02	1	0.46
sand	1۷	0.07	1	1.19
topping	25	0.08	1	2
partitions	1.5		1.5	
				5.84
Live Load	5		1	5

Table (4-1)Topping Load Calculations

Rib Load Calculations

material	gamma	h	b	KN/m
tiles	23	0.03	0.52	0.3588
mortar	23	0.02	0.52	0.2392
sand	17	0.07	0.52	0.6188
block	9	0.27	0.4	0.972
R C rib	25	0.27	0.12	0.81
topping	25	0.08	0.52	1.04
plaster	23	0.02	0.52	0.2392
partitions	1.5	.52	0.78	
				5.04
Live Load	5		0.5۲	2.6

Table (4-2) Rib Load Calculations

4.4 Design of Topping:

Pu = 1.2 * 4.84 + 1.6 * 5 =13.81 KN/m^2. (Total Factored Load)

$$\rightarrow Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{13.81 * 0.4^2}{12}$$

$$= 0.184 KN.m.$$

$$\rightarrow Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$$

$$= 0.42\ \sqrt{24} * \frac{1000 * 80^2}{6} = 2.2 KN.m.$$

$$\rightarrow \begin{matrix} ¤ * Mn = 0.55 * 2.2 = 1.21 KN.m. \\ ¤ * Mn = 1.21 > Mu = 0.184 KN.m. \end{matrix}$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\rightarrow \rho = 0.0018$$

$$\rightarrow A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144\ mm^2.$$

0f Φ8 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{144}{50.27} = 2.87 \rightarrow$ Spacing(S) = $\frac{1}{2.87}$ = 0.347m = 347 mm.

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

$= 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}fy}) - 2.5 * 20 \leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}fy})$

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

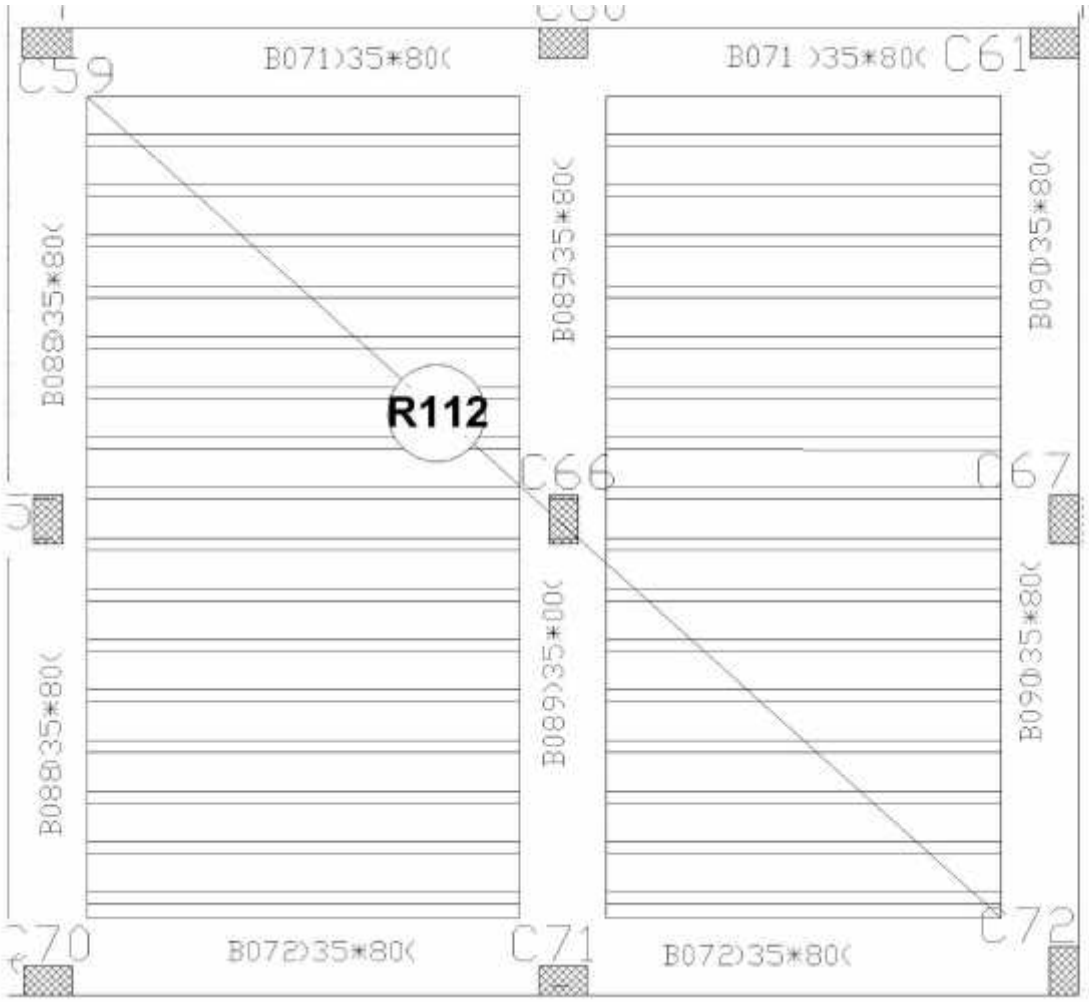
= 330 mm. ≤ 380mm.

≤ 3 * h = 3* 80 = 240 mm……..controlled.

≤ 450 mm.

∴Use Φ8 @ 20 Cm C/C in both directions

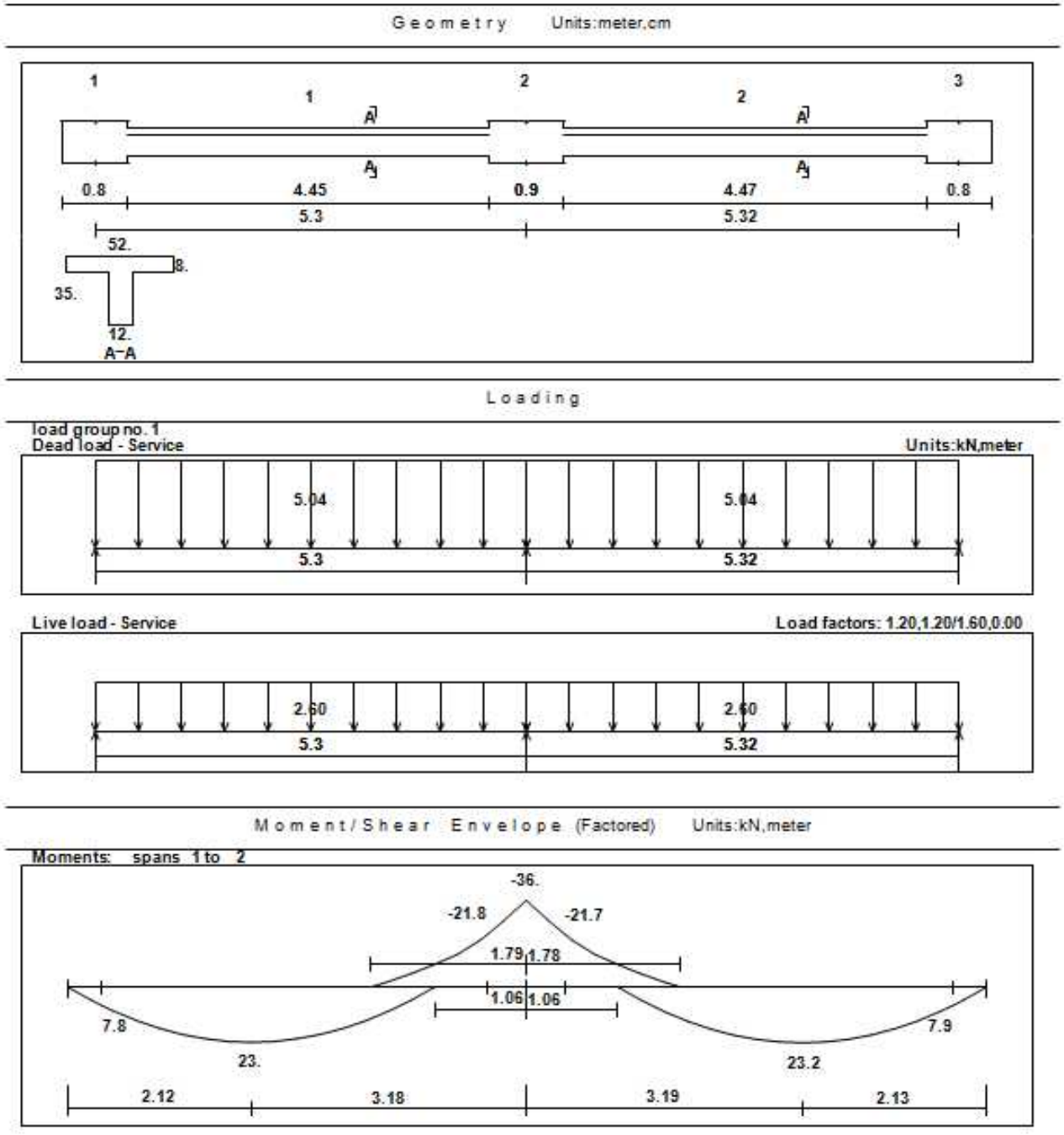
4.5 Design of Rib :



(4-1) One way rib slab

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*5.04 = 6.048KN/m of rib.

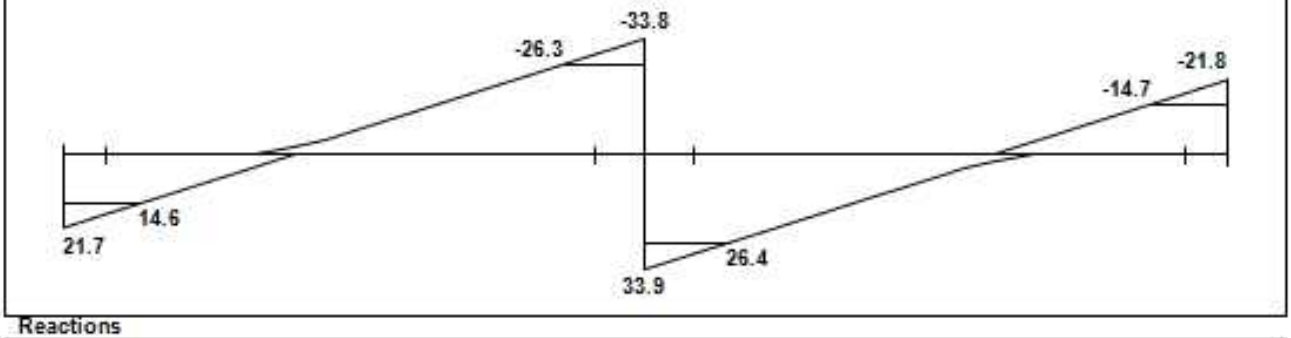
Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*2.6 = 4.16 KN/m of rib.



(4-2)envelop and loads diagram

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

Shear



Reactions

Factored

DeadR	12.01	40.14	12.08
LiveR	9.65	27.61	9.68
Max R	21.65	67.76	21.76
Min R	10.61	53.91	10.71
Service			
DeadR	10.	33.45	10.07
LiveR	6.03	17.26	6.05
Max R	16.03	50.71	16.12
Min R	9.13	42.06	9.21

- **Design of flexure:-**

 # Design of Negative moment of rib R112:

1) Maximum negative moment $Mu^{(-)}$ **= 21.8 KN.m.**

Mn = Mu /ϕ = 21.8 / 0.9 = 24.22 KN.m

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

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

d=350-20-8-(12\2) =316 mm

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{24.22 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.316)^2} = 2.02 \text{ MPa}$$

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.02*20.6}{420}}\right) = 0.00507$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.00507 * 120 * 316 = 192.58\ mm^2$.

$As_{min} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 316 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 316$

$= 110.57 mm^2 < 126.4\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→ $As_{min} = 126.4\ mm^2 < As_{req} = 192.58\ mm^2$.

∴ $As = 192.58\ mm^2$.

2 Φ12 = 226.2 $mm^2 > As_{req} = 192.58\ mm^2$. OK. *Note: $A_{\Phi 12} = 113.1\ mm^2$.

∴ **Use 2 Φ12**

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

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a$

$226.2 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$

$a = 38.80$ mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.80}{0.85} = 45.65$ mm. * Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa → $\beta_1 = 0.85$

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

$= \frac{316-45.65}{45.65} * 0.003 = 0.0177$ e> 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{25.77*10^{-3}}{0.12*(0.316)^2} = 2.15$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.15*20.6}{420}}\right) = 0.00542$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.00542 * 120 * 316 = 205.72\ mm^2$.

$As_{min} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 316 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 316$

$= 110.57 mm^2 < 126.4\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→ $As_{min} = 126.4\ mm^2 < As_{req} = 205.72\ mm^2$.

∴ $As = 205.72\ mm^2$.

2 Φ12 = 226.2 $mm^2 > As_{req}$ =205.72 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 12} = 113.1\ mm^2$.

∴ **Use 2 Φ12**

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

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a$

226.2 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

a = 38.80 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.80}{0.85} = 45.65$ mm. * Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa → $\beta_1 = 0.85$

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

$= \frac{316-45.65}{45.65} * 0.003 = 0.0177$ e> 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK

 # Design of shear of rib R2 :

Vu_d = 26.4 KN.

$1.1 * \phi V_c = 1.1 * \phi * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$

$= 1.1*0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.12 * 0.316*10^3 = 23.22$ KN.

→Check for items:-

1- Item 1 : $V_u \leq \frac{\Phi V_c}{2}$.

$26.4 \leq \frac{23.22}{2} = 11.6$ …....Not satisfy

2- Item 2 : $\frac{\Phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

$11.6 \leq 26.4 \leq 23.22$…….Not satisfy

3- Item 3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

$\Phi V_{s\,min} \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.12 * 0.316 * 10^3 = 8.7$ KN.

$\geq \frac{\Phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.12 * 0.316 * 10^3 = 9.48$ KN…….Control.

∴$\phi V_{s\,min} = 9.48$ KN.

$\phi V_c + \phi V_{s\,min} = 23.22 + 9.48 = 32.7$ KN.

$\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

$23.22 \leq 26.4 \leq 32.7$ …….satisfy

∴ **Item (3) is satisfy → minimum shear reinforcement is required.**

$(\frac{A_v}{s})_{min} \geq \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_{yt}} * b_w = \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 = 0.0875$

$\geq \frac{1}{3} * \frac{b_w}{f_{yt}} = \frac{1}{3} * \frac{120}{420} = 0.095$ ……Control

Try Φ8 (2 Legs):

$\frac{100.5}{S} = 0.095 \rightarrow S = 1057.9$ mm

d/2= 316/2 =158 mm

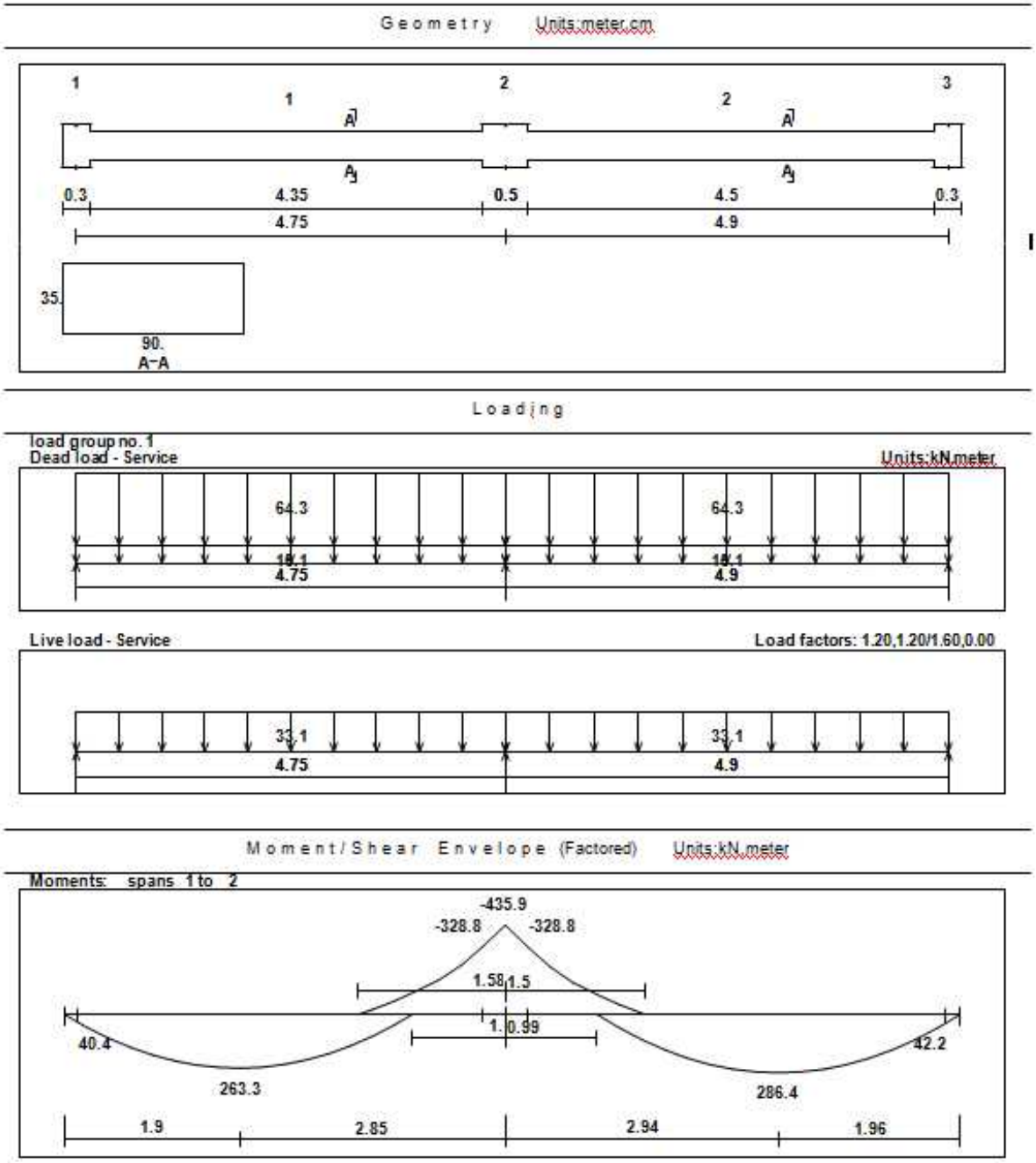
Use Φ8 (2 Legs) @12.5 cm

4.6 Design of Beam :

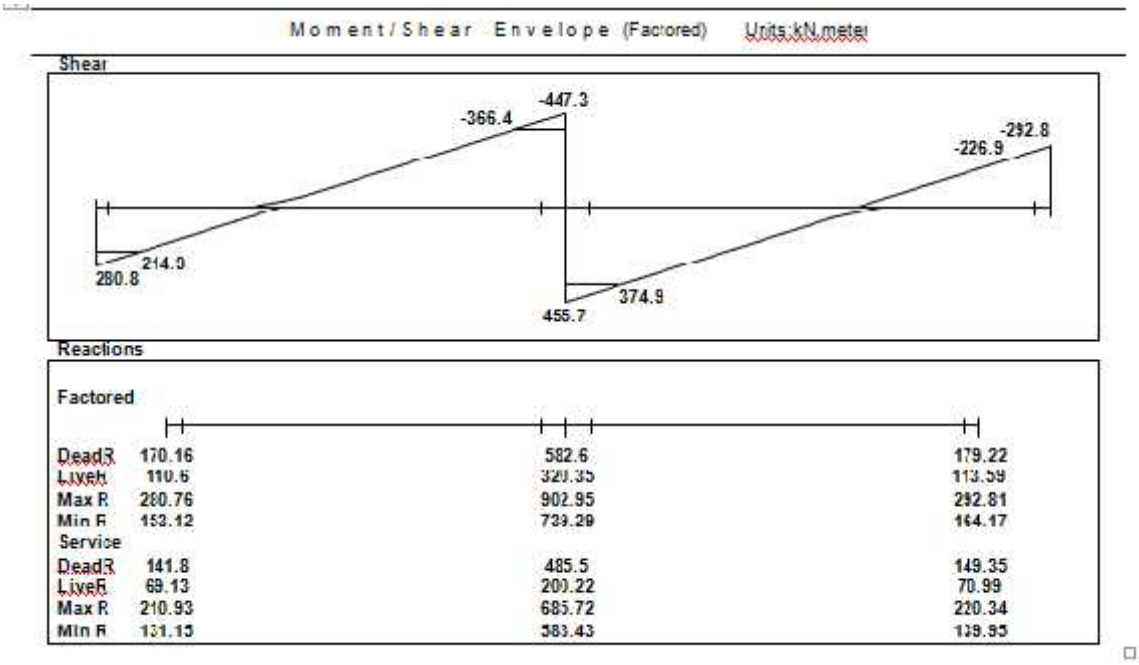
beam load calculations

material	gama	h	b	KN/m
tiles	23	0.03	0.9	0.621
mortar	23	0.02	0.9	0.414
sand	17	0.07	0.9	1.071
R C beam	25	0.35	0.9	7.875
plaster	23	0.02	0.9	0.414
partitions	1.5	0.9	1.35	
				11.745
Live Load	5		0.9	**4.5**

Table (4-3) beam load calculations



(4-3)Envelop diagram for beam



- **Design of flexure:-**

- **# Design of Positive moment:-**

b_w = 90 Cm. , h = 35 Cm.

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

= 350– 40 – 10 – $18/2$ = 291 mm.

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 291 = 124.7$ mm.

$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 124.7 = 106$ mm. *Note: f_c' = 24 MPa < 28 MPa $\rightarrow \beta_1 = 0.85$

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

$= 0.85 * 24 * 0.9 * 0.106 * (0.291 - \frac{0.106}{2}) * 10^3$

= 463.18 KN.m .

$\rightarrow \phi Mn_{max} = 0.82 * 463.18 = 379.8$ KN.m . * Note: $\epsilon_s = 0.004 \rightarrow \phi = 0.82$

$\rightarrow \phi Mn_{max} = 379.87$ KN.m > Mu = 328.8 KN.m .

∴Singly reinforced concrete section.

1) Positive moment $Mu^{(+)}$ =286.4 KN.m .

ϕMn_{max} = 357.44 KN.m > Mu = 286.4 KN.m .→ Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ= 286.4/ 0.9 = 318.22 KN.m .

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{318.22*10^6}{900*(291)^2} = 4.17 \text{ MPa.}$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*4.17*20.6}{420}}\right) = 0.0112$$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.0112 * 900*291 = 2944.7 \text{ mm}^2$.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{……(ACI-10.5.1)}$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 291 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 291$$

= 763 mm.7^2< 873 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 873 mm^2<As_{req}2944.7 mm^2.

∴ As = 2944.7 mm^2.

0f Φ18 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{2944.7}{254.5}$ =11.54→ # of bars = 12 bars.

∴ **Use 12Φ18 → As = 12 * 254.5 = 3054 mm^2>As_{req}** = 2944.7 mm^2**.**

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

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a

3054 * 420 = 0.85 * 24 * 900 * a

a = 69.86

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{69.86}{0.85}$ = 82.2 mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

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

$= \frac{291-82.2}{82.2} * 0.003 = 0.0076 > 0.005 \therefore \phi = 0.9$ OK.

Spacing=(900-2*40-2*10-12*18)/11=53.1 mm > 25mm……. OK

 # Design of Negative moment:-

4) Negative moment $Mu^{(-)}$ = -328.8 KN.m**.**

ϕMn_{max} = 379.87 KN.m > Mu = 328.8 KN.m .→ Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ= 328.8/ 0.9 = 365.3 KN.m .

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{365.3*10^6}{900*(291)^2} = 4.79$ MPa.

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*4.79*20.6}{420}}\right) = 0.0132$

→ $A_s = \rho * b_w * d = 0.00754 * 900*291 = 3459.5$ mm^2.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 900 * 291 \geq \frac{1.4}{420} * 900 * 291$

= 1283 mm^2< 873 mm^2 ……. Larger value is control.

→ As_{min} = 1283 mm^2<As_{req} = 3459.5 mm^2.

∴ As = 3459.5 mm^2.

0f Φ18 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{3459.5}{254.5}$ = 13.59 → # of bars 14 bars.

∴ **Use 14Φ18 → As = 14 * 254.5 = 3563 mm^2>As_{req}** = 3459.2 mm^2.

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

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a$

$3563 * 420 = 0.85 * 24 * 900 * a$

$a = 81.5mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{81.5}{0.85} = 95.9$ mm. * Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa → $\beta_1 = 0.85$

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

$= \frac{291-95.9}{95.9} * 0.003 = 0.0061 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK.

Spacing=(900-2*40-2*10-14*18)/13=42 mm > 25mm…… OK

 # Design of shear:-

1) Vu = 374.9KN .

$\phi Vc = \phi * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 900 * 291 * 10^{-3} = 160.3KN.$

→ **Check For dimensions:-**

$\phi Vc + (\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d) = 160.3 + (\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 900 * 291 * 10^{-3})$

$= 160.3 + 641.5 = 801.8$ KN> Vu =374.9KN.

∴ Dimension is enough.

→ **Check For items:-**

1- Item 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

$374.9 \leq \frac{160.3}{2} = 80.15kn$…....Not satisfy.

2- Item 2 : $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

80.15 < 374.9< 160.3 …….Not satisfy.

3- Item 3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

$\phi V_{s\,min} \geq \frac{\phi}{16}\sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 900 * 291 * 10^{-3} = 60.14KN.$

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 900 * 291 * 10^{-3} = 65.47$ KN…….Control.

∴$\phi V_{s\,min} = 65.47$ KN.

$\phi V_c + \phi V_{s\,min} = 160.3 + 65.47 = 225.77$ KN.

$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

160.3 < 374.9 ≤ 225.77 ……. Not satisfy.

4- Item 4 : $\phi V_c + \phi V_{s\,min} < V_u \leq \phi V_c + (\frac{\phi}{3} * \sqrt{f_c'} * b_w * d)$

$160.3 + 65.47 < 374.9 \leq 160.3 + (\frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 900 * 291 * 10^{-3})$

225.77 < 374.9 ≤ 481.06……. Satisfy.

∴ **Item (4) is satisfy →** $(\frac{Av}{S}) = \frac{Vs}{(fy_t * d)}$.

$Vs = (\frac{Vu}{\phi} - Vc)$

$= (\frac{374.9}{0.75} - 213.33) = 286.53$ KN. *Note: $Vc = \frac{160.3}{0.75} = 213.73$ KN.

Try Φ10 (4Legs) $= 4 * 78.5 = 314\ mm^2$.

$\frac{314*10^{-6}}{S} = \frac{286.53*10^{-3}}{(412*0.291)}$ → s = 0.13139m = 131.39 mm

$s \leq \frac{d}{2} = \frac{291}{2} = 145.5$ mm. …….. control

≤ 600 mm.

∴ s = 125 mm < s_{max} = 131.39 mm Ok.

∴ **Use 4leg stirrups Φ10 @ 12.5 Cm C/C.**

4.7 Design of Column :

In this section we will design the column 95 in ground floor :

Pu = 4503.44 KN

Determination of K :

The lower edge (end) of the column : Slab with Column
The higher edge (end) of the column : Slab with Column

So K = 1 .
The clear length of the column (Lu) = 3 m
The radius of gyration (r) = 0.3·b=0.3·500 = 150 mm

$\frac{K.Lu}{r} = 1 * 3/.15 = 20 < 22$ …… Design as short column.

Assume $0.01 \leq \rho_g = \frac{Ast}{Ag} \leq 0.08, \rho_g = 0.02$.
$ØP_{n,max}$= Pu = Ø * 0.08{ 0.85 * f_c'(Ag- A_{st}) + A_{st} f_y} , Ø= 0.65

$ØP_{n,max}$= 0.65*0.8* { 0.85*24 (Ag – 0.02Ag) + 0.02Ag *420 }

$\frac{4503.44*10^3}{0.65*0.8}$= 19.992Ag +8.4 = 28.4

Ag = $\frac{4503.44*10^3}{0.65*0.8*28.4}$ = 291574.47 mm^2

Assume the width of the column = 500 mm :
$\frac{291574.47}{500}$ = 583.15 mm …….. take L = 600 mm,

where L = length of the column.

- Selecting longitudinal bars :

4503.44 * 10^3 = 0.65*0.8 {0.85*24(300000-Ast)+ 420Ast}
4503.44 * 10^3 = 10.608(300000-Ast) + 218.4 Ast
4503.44 * 10^3 – 3182400 = 207.792Ast
Ast = $\frac{1321040}{207.792}$ = 6357.512 mm^2

Use 18 Ø 22 with Ast= 6842.4 mm^2> 6357.512 mm^2

ρ_g = Ast/Ag = 6842.4 ÷ 300000 = 2.28% .

Design of ties :

Use ties Ø 10 with spacing of ties shall not exceed the smallest of :

1. 48 times the tie diameter, $48d_s$ = 48*10 = 480 mm,
2. 16 times the longitudinal bar diameter, $16d_b$ = 16*22 = 352 mm, -- control
3. The least dimension of the column = 400 .

   As recommended wetake the spacing equals 250 mm.
   Use ties Ø 10 @ 250 mm.

- Check for code requirements:

1. Clear spacing between longitudinal bars :

For the width of the beam = 500 mm :

Clear space = $\frac{500-40*2-10*2-22*5}{4}$ = 72.5 mm > 40 mm

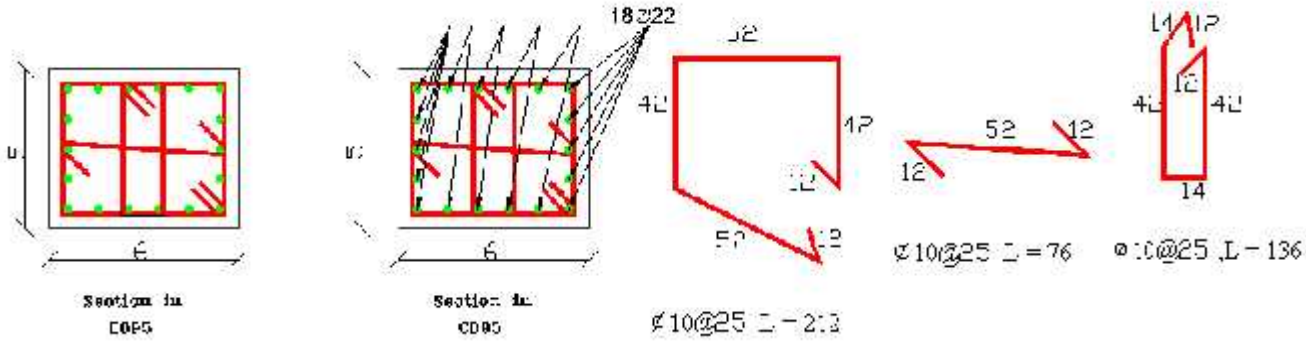
> $1.5d_b$ = 1.5*22=33 mm -ok

For the width of the beam = 500 mm :

Clear space = $\frac{600-40*2-10*2-22*5}{5}$ = 73.6 mm > 40 mm

> $1.5d_b$ = 1.5*22=33 mm -ok

2. Gross reinforcement ratio:
   $0.01 < \rho_g = 0.0228 < 0.08$ -- ok
3. Number of bars: 18 > 4 – for square section -- ok
4. Minimum tie diameter : Ø 10 for Ø 22 bars -- ok
5. Spacing of ties: s =250 mm --ok
6. Arrangement of ties : use 2 ties with total number of legs = 4 legs, and one (S) tie in the horizontal direction as cleared in figure below :



(4-4)Section in column and column ties

4.8 Design of Isolated Footing :

In this section we will design the foundation 18 for the building :

Determination the service loads on the footing :

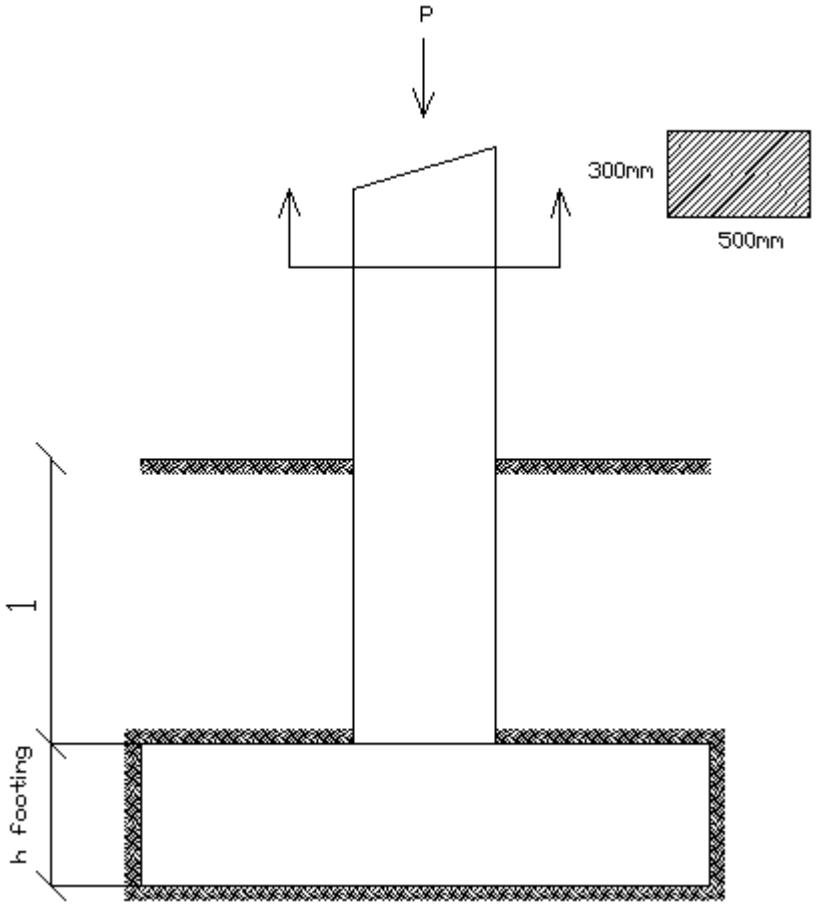
Service live load *LD* = 465 KN

Service dead load*DD* = 957 KN

Permissible (Allowable) soil pressure in Palestine q_a = 400 kN/m^2

Soil density γ_{soil} = 20 KN/m^3

The depth of the footing = 1 m under the natural soil surface.



(4-5) Section in isolated footing

$fc' = 24$ MPa

$fy = 420$ MPa

- Calculating the weight of the footing :
  weight of the footing (assume $h_{footing} = 40$ cm) :

  $w_{footing} = 0.4*25 = 10$ KN/m^2

- weight of the footing :
  $w_{soil} = 1*20 = 20$ KN/m^2

  total load on foundation : $w = 20 + 10 = 30$ KN/m^2

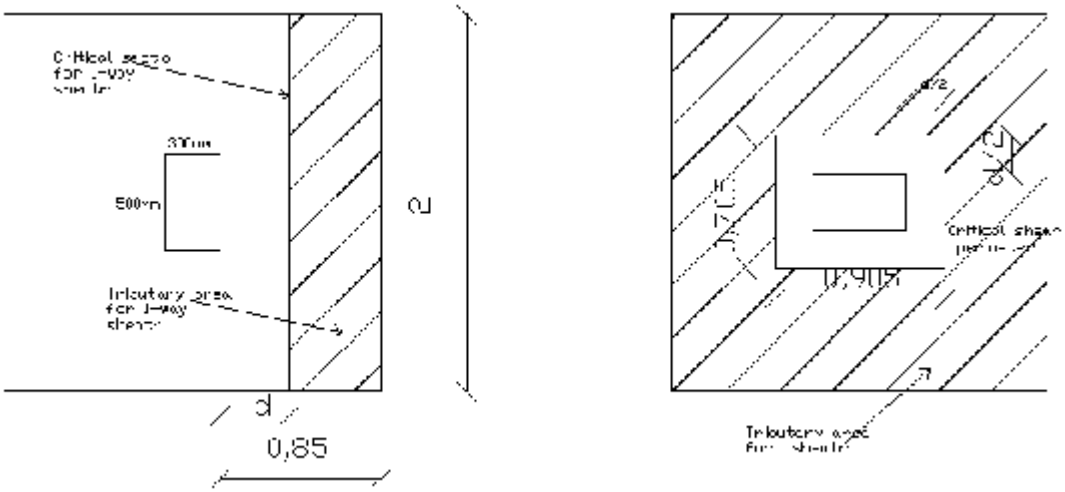
- Net soil pressure, q_a net $= 400 - 30 = 370$ Kn/m^2

- Required sizes of footing :

  $$A = \frac{Pn}{qa,net} = \frac{957+465}{370} = 3.843 \text{ m}^2$$

  $A = L^2$ ……. $L = \sqrt{A} = \sqrt{3.843} = 1.96$ m .
  Take L = 2 m ……. $A = 2*2 = 4$ m$^2 > 3.843$ m^2 --ok

- Depth of footing and shear design :
  $Pu = 1.2 * 957 + 1.6 * 465 = 1892.4$
  $q_u = 1892.4/ (2*2) = 473.1$ KN/m^2



(4-6) Vertical view of isolated footing

One-way shear (Beam shear)

V_u at distance d from the face of support:

$V_u = q_u\, b(l/2\text{-}a/2\text{-}d) = 473.1*2(2/2 - 0.3/2 - d) = \frac{1}{6}\sqrt{24}*2000\ d$

D = 0.37 m

Assume cover 75 mm, and steel bars of Ø20

Generally the thickness of a spread footing is governed by tow way shear. The shear will be checked on the critical perimeter at d/2 from the face of the column and, if necessary, the thickness will be increased or decreased. Because there is reinforcement in both directions, the average d will be used:

h = 370+75+20 = 465 mm,

take h = 500 mm, then d = 500 – 75 – 20 = 405 mm.

Two way shear (punching shear)

let Vu = ØVc, (Ø = 0.75)

Vu = 473.1 (2*2 –(0.5+d)(0.3+d)) = 473.1 (4-(0.5+0.405)(0.3+0.405))

= 1590.55 KN

β = 500 ÷ 300 = 1.67,

b_0 = 2(0.5+0.405) + 2(0.405+0.3) = 3.22 m

a_s = 40 ……. Interior column.

Vc = $\frac{1}{6}(1+2/\beta)\ \sqrt{f'c}\, b_0 d$ where $\frac{1}{6}(1+2/\beta) = 1/6\ (1+2/1.67) = 0.366$

Vc = $\frac{1}{12}(\frac{as\ d}{b0} + 2)\ \sqrt{f'c}\, b_0 d$ where $\frac{1}{12}(\frac{40*0.405}{3.22} + 2) = 0.586$

Vc = 1/3 $\sqrt{f'c}\, b_0 d$ where 1/3 = 0.33333 ----------control

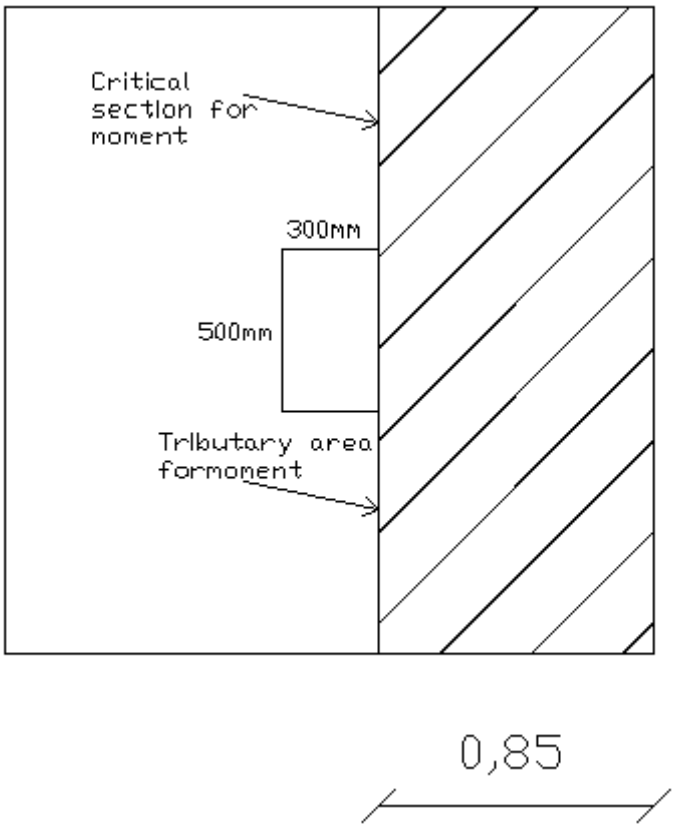
TakVc = 1/3 $\sqrt{f'c}\, b_0 d = 1/3 * \sqrt{24}*3220*405*10^{-3} = 2129.59$ KN

Ø Vc = 0.75*2129.59 = 1597.19 KN > Vu = 1590.55 -------OK

- Design for flexure in long direction :

  Take steel bars of Ø20 :
  B = 2 m, h = 500 mm, d = 500 – 75 – 20/2 = 415 mm
  fc´= 24 MPa, fy = 420 MPa

  critical section for moment :



(4-7) Critical section for moment

Mu = 473.1*2* 0.85 * 0.85/2 = 241.815

Rn = $\frac{Mu}{\emptyset bd^2}$= $\frac{341.815*10^{-6}}{0.9*2000*415^2}$= 1.1026 MPa

m = $\frac{fy}{0.85\,fc'}$= $\frac{420}{0.85*24}$= 20.588

$\rho = \frac{1}{m}$(1- $\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}$) = $\frac{1}{20.588}$ (1- $\sqrt{1-\frac{2*20.588*1.1026}{420}}$) = 0.0027

$As = \rho bd$= 0.0027 * 2000 * 415 = 2241.25 mm^2

$As_{min.}$ = 0.0018bh =0.0018*2000*500 = 1800 mm^2

As = 2241.25 mm^2>$AS_{,min}$ = 1800 mm^2 ---ok

Take 12 Ø 16 with As = 2412.74 mm^2>As_{req} = 2241.25 mm^2 ---OK

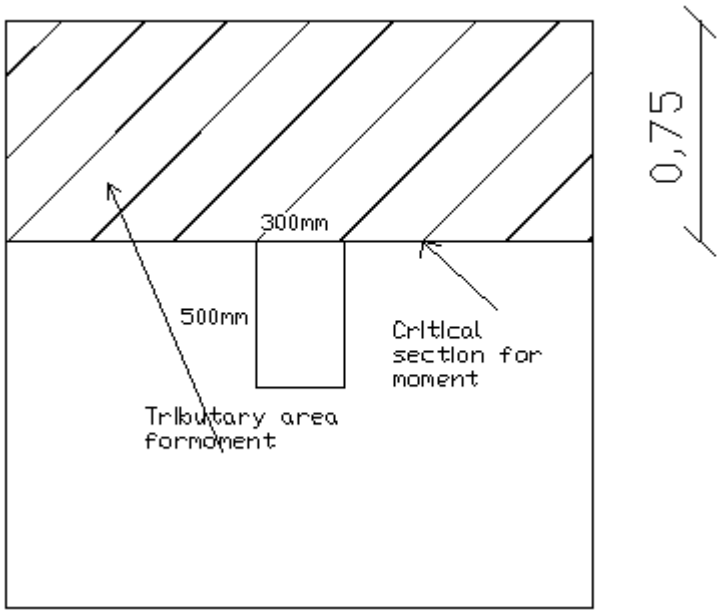
Using bars of Ø 16 instead of Ø 20 as assumed before makes the effective depth d larger . so no need to check for M_n .

$$S = \frac{2000-75*2-12*16}{11} = 150.73\ mm$$

Step (S) is the smallest of :

1. 3h = 3 *500 = 1500 mm .
2. 450 mm …..control
   S = 150 mm < Smax = 450 mm ----OK

- Design for flexure in short direction:



(4-8) tributary area for moment

Take steel bars of Ø20

B = 2.0 m, h = 500 mm, d= 500 – 75 – 16 -20/2 = 399 mm

$Fc^{'}$ = 24 MPa, fy = 420 MPa

Mu = 473.1 * 2 * 0.75 * 0.75/2 = 266.119 KN.m

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset bd^2} = \frac{266.19*10^{-6}}{0.9*2000*399^2} = 0.9287 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc^{'}} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

$\rho = \frac{1}{m}(1- \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{20.588}(1- \sqrt{1 - \frac{2*20.588*0.9287}{420}}) =$ 0.002264

$As = \rho bd$ = 0.002264 * 2000 * 399 = 1806.572 mm^2
$As_{min.}$ = 0.0018bh =0.0018*2000*500 = 1800 mm^2
As = 1806.572 mm^2>$AS_{,min}$ = 1800 mm^2 ---ok

Take 9 Ø 16 with As = 1809.6 mm^2>As_{req} = 1806.572 mm^2 ---OK

Using bars of Ø 16 instead of Ø 20 as assumed before makes the effective depth d larger so no need to check for M_n .

$$S = \frac{2000-75*2-9*16}{8} = 213.25\ mm$$

S = 150 mm < S_{max} = 450 mm ----OK

Check for the development length :

1. C_b is the smallest of :

   75 + 16/2 = 83

   a = 150.73
   0.5a = 75 .36 ……control
   C_b = 75 .36

$\frac{C_b+k_{tr}}{db} = \frac{75.36+0}{2} = 4.71 > 2.5$ ……..take it = 2.5

$L_{dt} = \frac{9}{10} * \frac{fy}{\lambda \sqrt{fc'}} * \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\frac{C_b+K_{tr}}{d_b}} * d_b$>= 300mm

$L_{dt} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 \sqrt{24'}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 16 = 395.05\ mm < \frac{2000-500}{2} = 750\ mm$ …..ok

- Design the column footing joint:

  The column footing- join is shown here. The factoredload at the base of the column is P_u = 1.2 * 957 + 1.6 * 465 = 1892.4 KN

  <u>The allowable bearing at the face of the column is</u>

  Ø(0.85fc'*A_1) = 0.65 * 0.85 * 24 * 300 * 500 *10^{-3} = 1989.25 KN

  P_u = 1892.4 KN < 1989.25 KN

Thus the maximum load that can be transferred by bearing is 1989.25 KN, and dowels are NOT needed.
The minimum area of the dowels $A_{s,min} = 0.005A_g = 0.005*300*500 = 750\ mm^2$
Use 8Ø12 bars as dowels .

Compression development length L_{dc} :

$$L_{dc} = 0.24 * \frac{fy}{\lambda \sqrt{fc'}} d_b > 0.043 f_y d_b \geq 200\ mm$$

$$L_{dc} = 0.24 * \frac{420}{1 \sqrt{24'}} 12 = 247 mm$$

$$take\ l_{dc} = 250\ mm > 217\ mm \geq 200\ mm$$

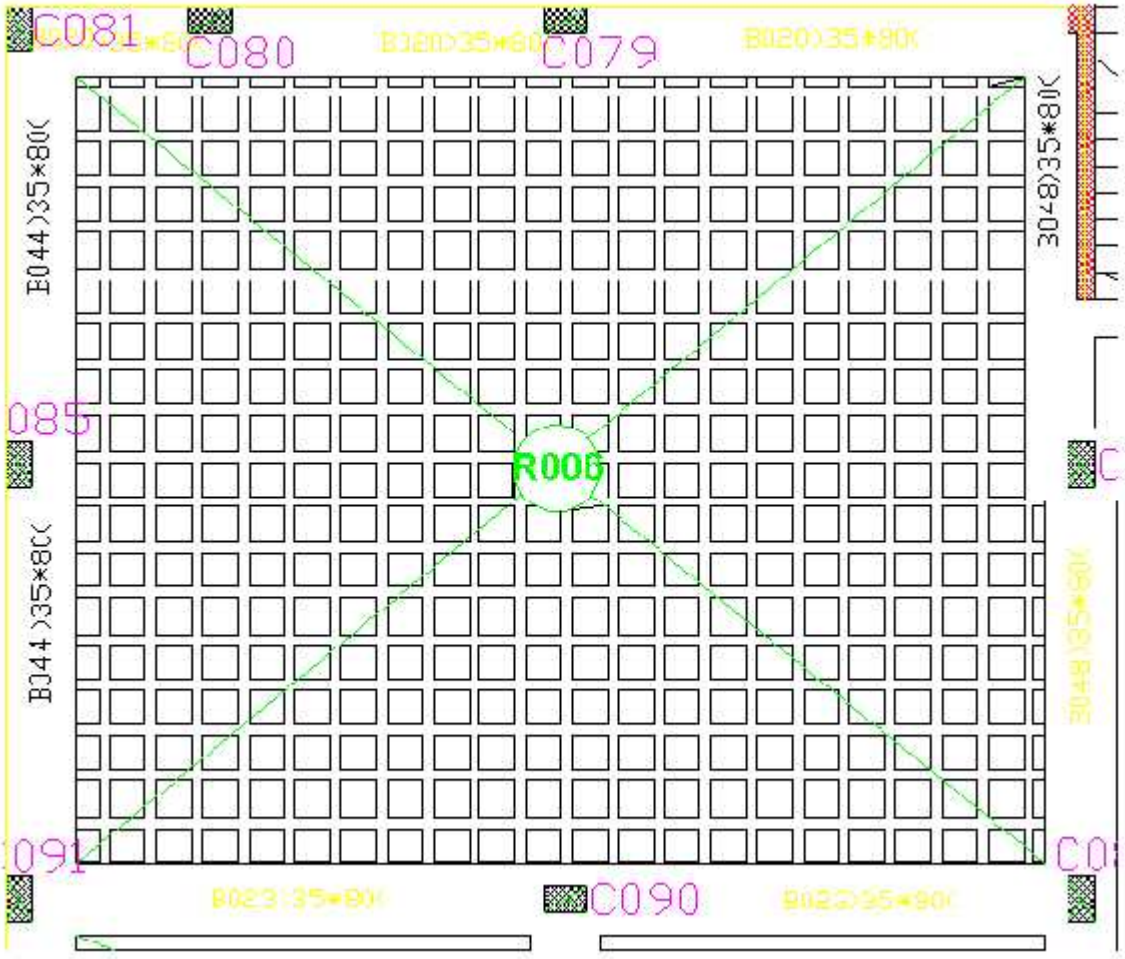
Compression lap splice (L_s) :

$L_s = 0.071 f y d_b >= 300$ mm

$L_s = 0.071 * 420 * 12 = 357.84$ mm ……control

Take extending distance = 360 mm

4.9 Design of Two Way Ribbed Slab (R006) :



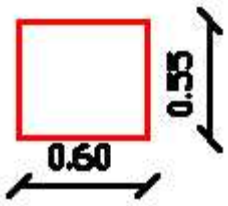
(4-9) Two way rib slab

1. Minimum thickness (deflection requirements): assume the thickness for ribbed slab h=35 cm

   Check for the minimum thickness of the slab :

   $I_b = \frac{bh^3}{12}$

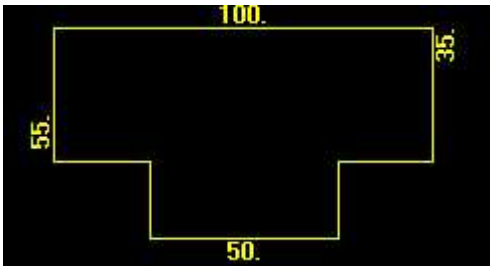
$I_{b,23} = \frac{60*55^3}{12} = 831875\ cm^4$



(4-10) Section in beam 23

$$I_{b,44} = \frac{60*55^3}{12} = 831875 \text{ cm}^4$$

$I_{b,48}$:

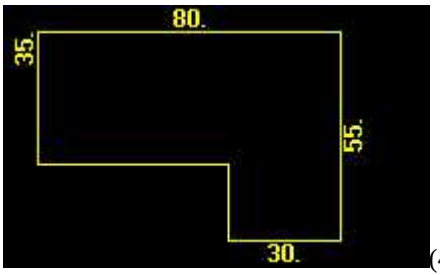


(4-11) Section in beam 48

$$y_c = \frac{50*35*17.5+50*55*27.5}{35*50+55*50} = 36.61 \text{ cm}$$

$$I_{b,48} = \frac{100*23.61^3}{3} + \frac{50*11.39^3}{3} + \frac{50*31.39^3}{3} = 978819.5 \text{ cm}^4$$

$I_{b,20}$:



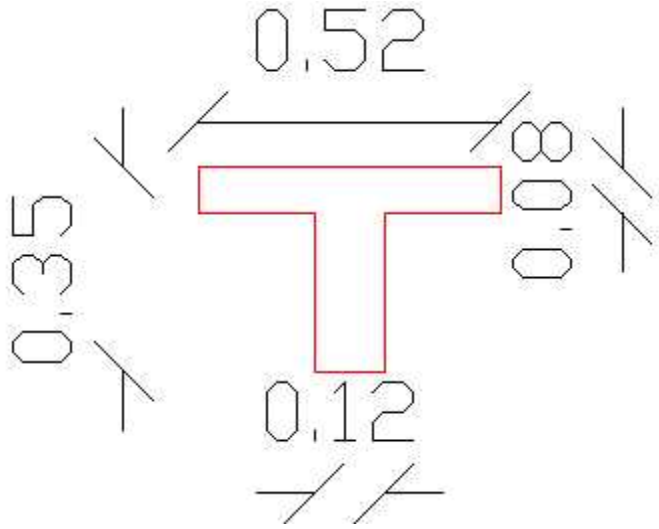
(4-12) Section in beam 20

$$y_c = \frac{50*35*17.5+30*55*27.5}{30*50+35*50} = 22.353 \text{ cm}$$

$$I_{b,48} = \frac{80*22.353^3}{3} + \frac{50*12.647^3}{3} + \frac{30*32.647^3}{3} = 679509.8 \text{ cm}^4$$

The moment of inertia for the ribbed slab is the sum of moments of inertia of T-section ribs within a distance $(l/2 + b_w)$

b_f 52 cm .



(4-13) T-section rib

slab design ($b_f = b_e$)

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

$$I_{rib} = \frac{52*11.66^3}{3} - \frac{40*3.66^3}{3} + \frac{12*23.34^3}{3} = 77682.21 \text{ cm}^4$$

Long direction L = 11.1 m = 1110 cm

$$I_s = \frac{I_{rib}*(\frac{L}{2}+b_w)}{b_f} = \frac{77682.21*(\frac{1110}{2}+60)}{52} = 918741.52 \text{ cm}^4$$

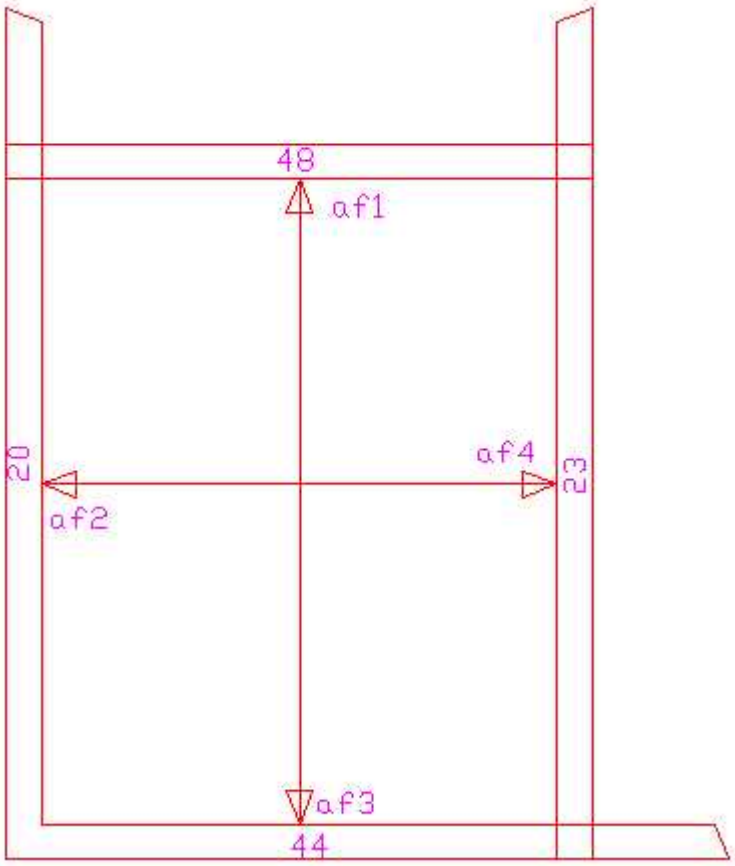
- Slab section for interior beam :

  Short direction L_{right} = 8.85 m = 885 cm, L_{left} = 17.85 m = 1785 cm

$$I_s = \frac{I_{rib}\left(\frac{l_{right}}{2}+\frac{l_{left}}{2}+b_w\right)}{b_f} = \frac{77682.21*\left(\frac{885}{2}+\frac{1785}{2}+60\right)}{52} = 2083975\ cm^4$$

long direction L_{right} = 1.11 m = 1110 cm, L_{left} = 0 cm

$$I_s = \frac{I_{rib}\left(\frac{l_{right}}{2}+\frac{l_{left}}{2}+b_w\right)}{b_f} = \frac{77682.21*\left(\frac{1110}{2}+0+60\right)}{52} = 918741.5\ cm^4$$



(4-14) α_f distribution

$$\alpha_f = \frac{I_b}{I_s}$$

$$\alpha_{f1} = \frac{978819.5}{918741.5} = 1.065$$

$$\alpha_{f2} = \frac{679509.8}{750679} = 0.9052$$

$$\alpha_{f3} = \frac{831875}{918741.52} = 0.9055$$

$$\alpha_{f4} = \frac{831875}{2083975} = 0.4$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\sum \alpha f}{4} = \frac{1.065+0.9052+0.9055+0.4}{4} = 0.819 < 2 .$$

the min. slab thickness will be :

$$h = \frac{l_n(0.8+\frac{f_y}{1400})}{36+5\beta(\alpha fm-0.2)} = \frac{1110(0.8+\frac{420}{1400})}{36+5*\frac{111}{8.8}*(0.819-0.2)} = 306.2 \text{ mm} > 125 \text{ mm} \ldots..Ok.$$

take the slab thickness h = 350 mm, 80 mm-topping, 270 mm concrete block.

2. Loads calculation on Two Way Slab :

material	Quality density KN/m^3	$w = \gamma \cdot v$ KN
Tiles	22	22*0.03*0.54*0.54=0.192
Mortar	22	22*0.02*0.54*0.54=0.128
Sand	16	16*0.07*0.54*0.54=0.3266
Reinforced concrete topping	25	25*0.08*0.54*0.54=0.5832
Reinforced concrete Rib	25	25*0.27*0.12(0.54+0.4)=0.8883
Concrete block	9	9*0.27*0.4*0.4=0.389
Paste	22	22*0.02*0.54*0.54=0.1283
Partitions = 1.5 KN/m^2		1.5*0.54*0.54=0.4374
Total dead load, KN		$\sum$ =3.073 KN

Table (4-4) Loads calculation on Two Way Slab

Dead load of slab

$DL = \frac{3.073}{0.54*0.54} = 10.538$ KN/m^2

$W_D = 1.2 * 10.538 = 12.646$ KN/ m^2

LL = 5 KN/m^2

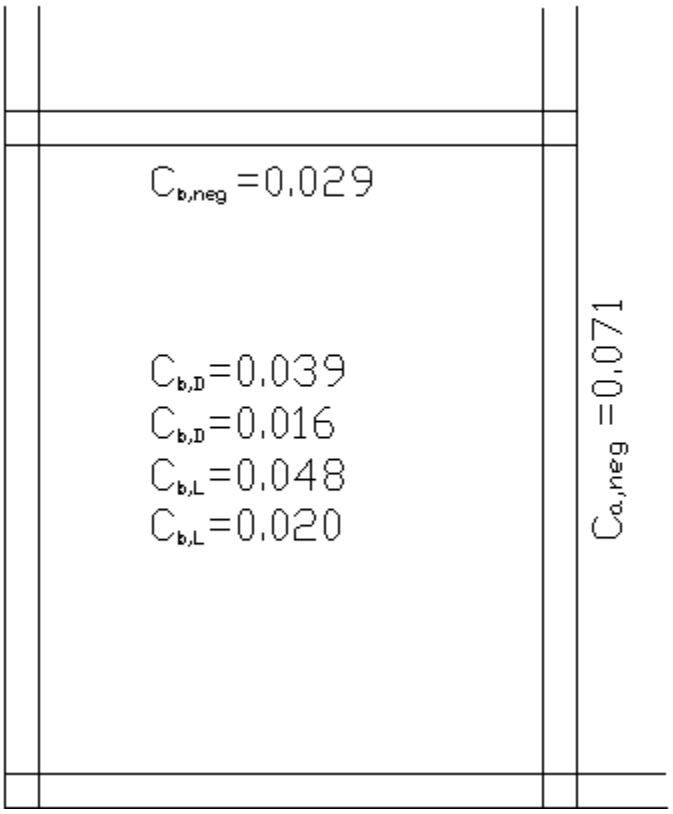
$W_L = 1.6 * 5 = 8$ KN/ m^2

$w = 8 + 12.646 = 20.646$ *KN/m^2*

3. Moments calculation :

$M_a = C_a W L_a^2$.

$M_b = C_b W L_b^2$



(4-15) C_b distribution

All negative and positive coefficients are shown on the slab plane above.

Negative moments at discontinuous edges ($\frac{1}{3}$ x positive moments):

Negative moments at continuous edges:

$0.029*11.1^2*20.646*0.54 = 39.836$ KN.m

$0.071*8.85^2*20.646*0.54 = 62$ KN.m

Positive moments:

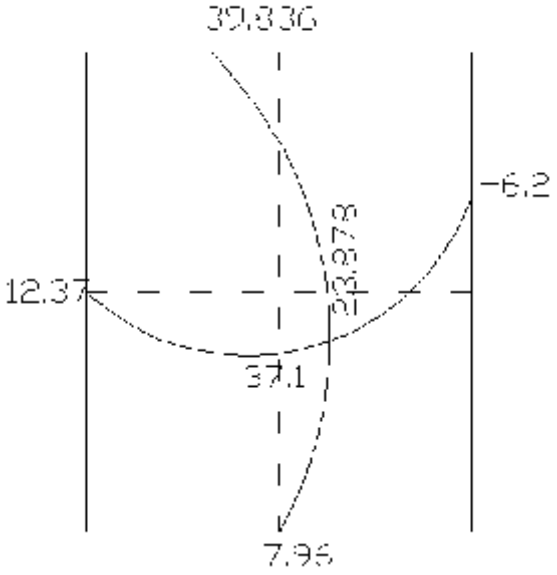
$0.048*8.85^2*8*0.54 + 0.039*8.85^2*12.646*0.054 = 37.1$ KN.m

$0.20*11.1^2*8*0.54 + 0.016*11.1^2*12.43*0.54 = 23.878$ KN.m

Negative moments at discontinuous edges :

37.1/3 = 12.37 KN.m

23.878/3 = 7.96 KN.m



(4-16) Negative and positive moments on two way rib slab(R006)

4. Slab reinforcement :

   The design can be done directly for the negative moment or through section analysis with assumed bar diameter and step:

   Design for negative moment M_u= - 62 KN.m

   $M_n = \frac{M_u}{\emptyset}$ = 62/0.9 = 68.89 KN.m

Rn = $\frac{Mu}{\emptyset bd^2}$ = $\frac{68.89*10^{-6}}{140*312^2}$ = 5.055 MPa

m = $\frac{fy}{0.85\,fc'}$ = $\frac{420}{0.85*24}$ = 20.588

$\rho = \frac{1}{m}$ (1- $\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}$) = $\frac{1}{20.588}$ (1- $\sqrt{1-\frac{2*20.588*5.055}{420}}$) = 0.01408

$A_s = \rho bd = 0.01408 * 140 * 312$ = 614.81 mm^2

$A_{s,min} = \rho_{min}$bh = 0.0018 * 1000 * 150 = 270 mm^2< 614.81 mm^2

Use 2Ø20, with A_s = 628.32 mm^2then :

Check for strain :

a = $\frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$ = $\frac{628.32*420}{0.85*24*140}$ = 92.4 mm.

c = a/0.85 = 92.4/0.85 = 108.706 mm.

ε = 0.003 ($\frac{d-c}{c}$) = 0.003 ($\frac{317-108.706}{108.706}$) = 0.00575> 0.005

Analysis the T section for 2Ø10 bars (+ve moment):

d = h – 20 – d_s – d_b/2 = 350 – 20 – 8 – 10/2 = 317 mm.

$A_{s\ 2Ø10}$ = 2 * 78.5 = 157 mm^2> $A_{s,min}$= $\frac{1.4}{420}$*140*317 = 148 mm^2 – OK .

a = $\frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$ = $\frac{157*420}{0.85*24*540}$ = 5.986 mm<h_f = 80 *mm*, as rectangular section.

c = a/0.85 = 5.986/0.85 = 7.042 mm.

$M_n = A_s f_y (d - \frac{a}{2}) = 157*420\ (317 - 5.986/2) * 10^{-6} = 20.705$ KN.m.

Check for strain :

$\varepsilon = 0.003\ (\frac{d-c}{c}) = 0.003\ (\frac{317-7.042}{7.042}) = 0.132 > 0.005$

Take Ø = 0.9, $M_u = ØM_n = 0.9*20.705 = 18.635$ KN.m .

Analysis the T section for 2Ø10 bars (-ve moment):

$d = h - 20 - d_s - d_b/2 = 350 - 20 - 8 - 10/2 = 317$ mm.

$A_{s\ 2Ø10} = 2 * 78.5 = 157\ mm^2 > A_{s,min} = \frac{1.4}{420} *140*317 = 148\ mm^2$ – OK .

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{157*420}{0.85*24*140} = 23.09$ mm, c = a/0.85 = 23.09/0.85 = 27.16 mm.

$M_n = A_s f_y (d - \frac{a}{2}) = 157*420\ (317 - 23.09/2) * 10^{-6} = 20.1417$ KN.m.

Check for strain :

$\varepsilon = 0.003\ (\frac{d-c}{c}) = 0.003\ (\frac{317-27.16}{27.16}) = 0.032 > 0.005$

Take Ø = 0.9, $M_u = ØM_n = 0.9*20.142 = 18.128$KN.m .

5. Design for shear:

Maximum shear coefficient will be in the short direction for the slab with boundary conditions as in case 4. $W_a = 0.71$

* the total load on the panel being (8.85*11.1* 20.646 = 2028.16)

* the load per rib at face of the long beam is (0.71*2028.16*0.54/(2*11.1) = 35.027 KN.

The shear critical section is at distance *d* from the beam face :

$V_{ud} = V_{u,face} - w_u b_f d = 35.027 - 20.646*0.54*0.317 = 31.5$ KN

The shear strength of one rib in the slab is

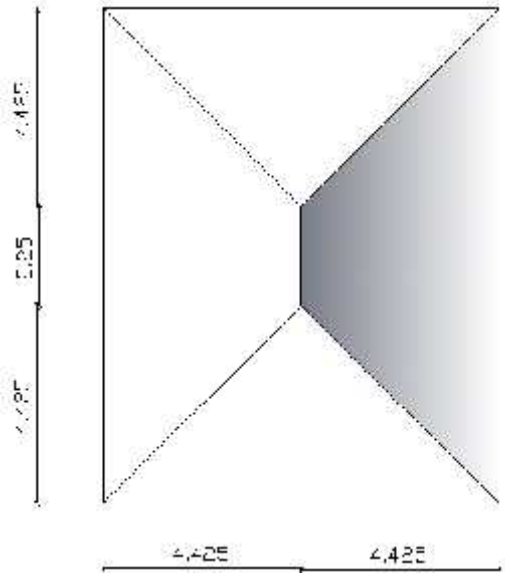
V_c= = 1.1*$\frac{1}{6}$ $\sqrt{f_c'}b_w d$= 1.1/6 * $\sqrt{24}$ *140*317 = 39.86 KN

Ø = 0.75 for shear.

0.5Ø V_c = 0.5*0.75*39.86 = 14.95 KN <V_{ud} = 31.5 KN

No need for shear reinforcement (exception for joist construction).

The shear in the slab can be calculated using tributary area for shear (as simply supported 1 *m* strip):



(4-17) Shear distribution in Two way rib slab (R006)

$$V_{ud} = w_u b_f \left(\frac{l_n}{2} - d\right)$$

V_{ud} = 20.646 * 0.54 * (4.425 – 0.317) = 45.8 KN

the shear value got by coefficient method is more accurate.

Design the rib for shear assuming that the critical shear in the rib is V_{ud}= 45.8 KN

ØV_c = 0.75*39.86 = 29.9 KN<V_{ud} = 45.8 KN.

$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}b_w d \geq \frac{1}{3}b_w d$

$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{24} * 140 * 317 * 10^{-3}$ = 13.59 KN

$V_{s,min} = \frac{1}{3}$ *140 * 317 * 10^{-3} = 14.793 KN – Control .

Ø V_c = 29.9 KN<V_{ud} = 45.8 KN < Ø(V_c + $V_{s,min}$) = 40.99 KN.

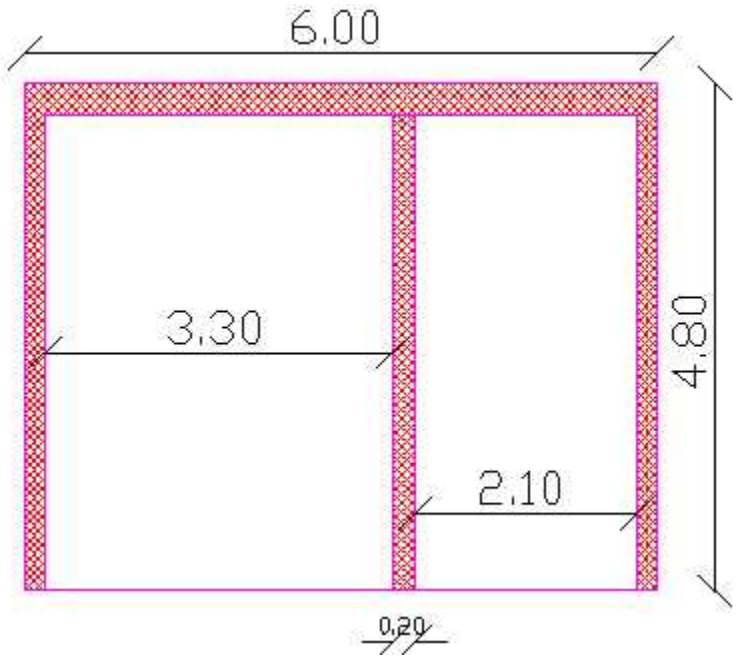
Provide minimum shear reinforcement.

Use 2Ø8 for stirrups $A_{v,\ 2Ø8}$ = 2*50 = 100 mm^2

$\frac{A_{v,min}}{s} = \frac{1}{3} * \frac{b_w}{f_{yt}}$= (1/3) * (140/420) = 0.1111, 100/s = 0.1111… s = 900 *mm*

Use 2Ø8 @ 12.5 *cmc/c* for all the span space, because $V_{u\,@\,1m}$ = 20.646*0.54*(4.425-1) = 38.2 KN > ØV_c = 29.9 KN.

4.10 Design of One Way solid Slab (the Slab of Stairs) :



(4-18) One Way Solid Slab

Minimum thickness (deflection requirements) :

For both spans, $h_{min} = \frac{l}{24} = \frac{3500}{24}$ = 145.8 mm

Take slab thickness h = 150 mm.

Assume bar diameter Ø 10 for main reinforcement.

d = h - 20 - $\frac{d_b}{2}$ = 150 – 20 – 10/2 = 125 mm.

Loads calculation :

w_{slab} = γ . h . b = 25 * 0.15 * 1 = 3.75 KN/m = $w_{dead\ load}$

$w_{live\ load}$ = 1.5 KN/m …….roof load

w_u= 1.2D + 1.6L = 1.2*3.75 + 1.6 *1.5= 6.9 KN/m

Check whether thickness is adequate enough :

$V_{u,max}$ = 1.15*$\frac{w_u l_n}{2} = 1.15 * 6.9 * \frac{3.3}{2} = 13.09$ KN/1 m strip

V_c = 1/6 λ $\sqrt{f_c'}$ $b_w d$ = 1/6 * 1 * $\sqrt{24}$ * 1000 * 125 * 10^{-3} = 102.06 KN/1 m strip

Ø = 0.75 – for shear.

ØV_c = 0.75 * 102.06 = 76.546 KN/1 m strip

$V_{u,max}$ = 13.09 KN/1 m strip < 0.5 ØV_c = 0.5*76.546 = 38.27 KN/1 m strip

The thickness is adequate enough.

Factored moments at sections A, B, C, D, E:

For the negative moment at interior supports, l_n, shall be taken as $l_{n(avg)}$.

Here $l_{n(avg)}$ = (3.3 + 2.1) / 2 = 2.7 m.

location	C_m	l_n (m)	$M_u = C_m(W_u l_n^2)$ KN.m
A	$-\frac{1}{24}$	3.3	-3.13
B	$\frac{1}{14}$	3.3	5.37
C	$-\frac{1}{10}$	2.7	- 5.59
D	$-\frac{1}{11}$	2.7	- 4.57
E	$\frac{1}{16}$	2.1	1.9

Table (4-5) Coefficients for Moment Calculations

Slab design for the positive moments :

Mid span section B : M_u = 5.37 KN.m

$M_n = \frac{M_u}{Ø}$ = 5.37/0.9 = 5.97 KN.m/m

Rn = $\frac{Mu}{\emptyset bd^2}$ = $\frac{5.37*10^{-6}}{0.9*1000*125^2}$ = 0.382 MPa

m = $\frac{fy}{0.85\,fc'}$ = $\frac{420}{0.85*24}$ = 20.588

$\rho = \frac{1}{m}$ (1- $\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}$) = $\frac{1}{20.588}$ (1- $\sqrt{1-\frac{2*20.588*0.382}{420}}$) = 0.0009182

$A_s = \rho bd = 0.0009182 * 1000 * 125$ = 114.8 mm^2

$A_{s,min} = \rho_{min} bh$ = 0.0018 * 1000 * 150 = 270 mm^2 ……. Control .

Use Ø10, then :

n = $\frac{A_S}{A_S \emptyset 10} = \frac{270}{78.54} = 3.44\ bars.$

Take 4 Ø10/m or Ø10 @ 250 mm.

Step s is the smallest of
1. 3h = 3*150 = 450 mm
2. 450 mm.
3. s = 380*280/f_s - 2.5C_c= 380*280/(2/3 * 420) – 2.5*25 = 317.5
But s $\leq$ 300 (280/f_s) = 300 ……..control
S = 250 mm < s_{max} = 300 mm –Ok .

Mid span section E : M_u = 1.9 KN.m

M_n = $\frac{M_u}{\emptyset}$ = 1.9/0.9 = 2.1111 KN.m/m

Rn = $\frac{Mu}{\emptyset bd^2}$ = $\frac{1.9*10^{-6}}{0.9*1000*125^2}$ = 0.1351 MPa,

m = $\frac{fy}{0.85\,fc'}$ = $\frac{420}{0.85*24}$ = 20.588

$\rho = \frac{1}{m}$ (1- $\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}$) = $\frac{1}{20.588}$ (1- $\sqrt{1-\frac{2*20.588*0.1351}{420}}$)= 0.0003227 < $9.182*10^{-4}$

Use Ø10, then :

n = $\frac{A_S}{A_S \emptyset 10} = \frac{270}{78.54} = 3.44\ bars.$

Take 4 Ø10/m or Ø10 @ 250 mm.

Step s is the smallest of
1. 3h = 3*150 = 450 mm
2. 450 mm.
3. s = 380*280/f_s - 2.5C_c = 380*280/(2/3 * 420) – 2.5*25 = 317.5
But s $\leq$ 300 (280/f_s) = 300 ……..control
S = 250 mm < s_{max} = 300 mm –Ok .

Slab design for the negative moments :

The design will be done for the max moment of the two moment on the mid support, so we will take moment at C = - 5.59 KM.m

Assume bar diameter Ø 10 for main reinforcement.

M_u = -5.59 KN.m

$M_n = \frac{M_u}{\emptyset}$ = 5.59/0.9 = 6.2111 KN.m/m

$d = h - 20 - \frac{d_b}{2}$ = 150 – 20 – 10/2 = 125 mm.

$Rn = \frac{Mu}{\emptyset bd^2} = \frac{5.59*10^{-6}}{0.9*1000*125^2}$ = 0.39751 MPa

$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.588

$\rho = \frac{1}{m}(1- \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{20.588}(1- \sqrt{1 - \frac{2*20.588*0.39751}{420}}) =$ 0.000959

$A_s = \rho bd = 0.000959 * 1000 * 125$ = 119.48 mm^2
$A_{s,min} = \rho_{min} bh$ = 0.0018 * 1000 * 150 = 270 mm^2 ……. Control .

Use Ø10, then :

$n = \frac{A_S}{A_S \emptyset 10} = \frac{270}{78.54} = 3.44\ bars.$

Take 4 Ø10/m or Ø10 @ 250 mm.

Step s is the smallest of
1. 3h = 3*150 = 450 mm
2. 450 mm.
3. s = 380*280/f_s - 2.5C_c = 380*280/(2/3 * 420) – 2.5*25 = 317.5
But s $\leq$ 300 (280/f_s) = 300 ……..control

S = 250 mm < s_{max} = 300 mm –Ok .

Support section A: M_u = -1.13 KN.m

Assume bar diameter Ø 10 for main reinforcement.

M_u = -3.13 KN.m

$M_n = \frac{M_u}{\emptyset}$ = 3.13/0.9 = 3.478 KN.m/m

$d = h - 20 - \frac{d_b}{2} = 150 - 20 - 10/2 = 125$ mm.

$Rn = \frac{Mu}{\emptyset bd^2} = \frac{3.13*10^{-6}}{0.9*1000*125^2}$ = 0.22258 MPa

$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.588

$\rho = \frac{1}{m}(1- \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) = \frac{1}{20.588}(1- \sqrt{1 - \frac{2*20.588*0.22258}{420}}) =$ 0.000533 < 0.0018

Take $A_s = A_{s,min} = \rho_{min} bh$ = 0.0018 * 1000 * 150 = 270 mm^2.

Use Ø10, then :

$n = \frac{A_S}{A_S \emptyset 10} = \frac{270}{78.54} = 3.44\ bars.$

Take 4 Ø10/m or Ø10 @ 250 mm.

Step s is the smallest of
1. 3h = 3*150 = 450 mm
2. 450 mm.
3. s = 380*280/f_s - 2.5C_c = 380*280/(2/3 * 420) – 2.5*25 = 317.5
But s $\leq$ 300 (280/f_s) = 300 ……..control
S = 250 mm < s_{max} = 300 mm –Ok .

Temperature and shrinkage reinforcement :

A_s (temperature and shrinkage) = 0.0018bh = 0.0018 * 1000 * 150 = 270 mm^2
Take 4 Ø10/m or Ø10 @ 250 mm.

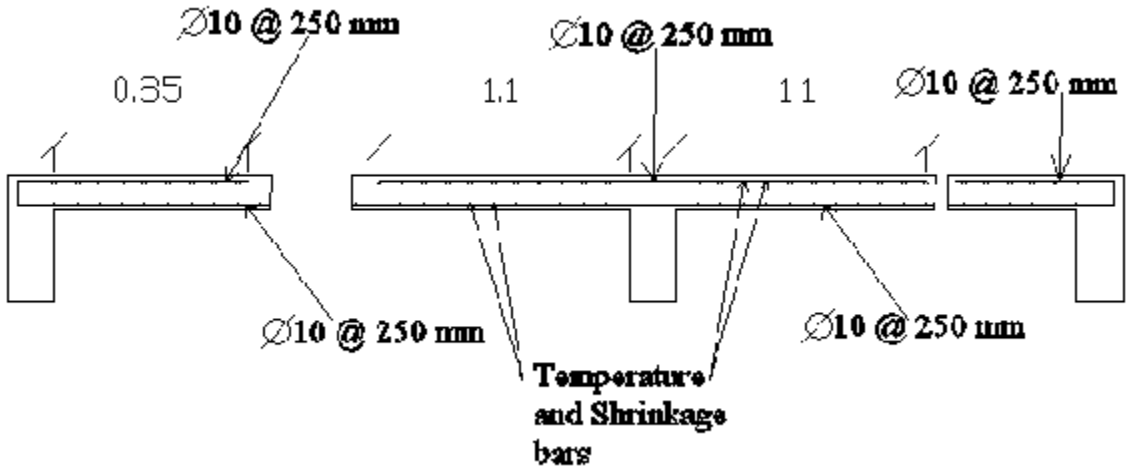
Step (s – for temperature and shrinkage reinforcement) is the smallest of :

1. 5h = 5 * 150 = 750 mm.
2. 450 mm – control.

s = 250 mm < s_{max} = 450 mm –Ok .

Location	l_n (m)	M_u (KN.m/m)	Required A_s (mm^2/m)	Provided A_s(mm^2/m)	Reinforcement
A	3.3	-3.13	270	314.16 (4 Ø10)	Ø10 @ 250 *mm*
B	3.3	5.37	270	314.16 (4 Ø10)	Ø10 @ 250 *mm*
C	2.7	- 5.59	270	314.16 (4 Ø10)	Ø10 @ 250 *mm*
D	2.7	- 4.57	270	314.16 (4 Ø10)	Ø10 @ 250 *mm*
E	2.1	1.9	270	314.16 (4 Ø10)	Ø10 @ 250 *mm*
Temperature and shrinkage reinforcement			270	314.16 (4 Ø10)	Ø10 @ 250 *mm*

Table (4-6) Reinforcement for One Way solid Slab



(4-19) Steel distribution in one way solid slab

4.11 Design of Stair (the right Stair of the building) :

$\theta = \tan^{-1}(160/300) = 28°$

Dead load in flight:

Material	Quality density	$w = \gamma .h$ KN/m
Tiles	27	27((0.16+0.35)/0.3) * 0.03 * 1 = 1.377
Mortar	22	22((0.16+0.3)/0.3) * 0.02 * 1 = 0.67
Stair steps	25	(25/0.3)((0.16+2)/0.3) * 1 = 2
R.C solid slab	25	25*0.25*1/ cos(28) = 7.1
Plaster	22	(22+0.3)/cos(28) = 0.747
		∑ = 11.9

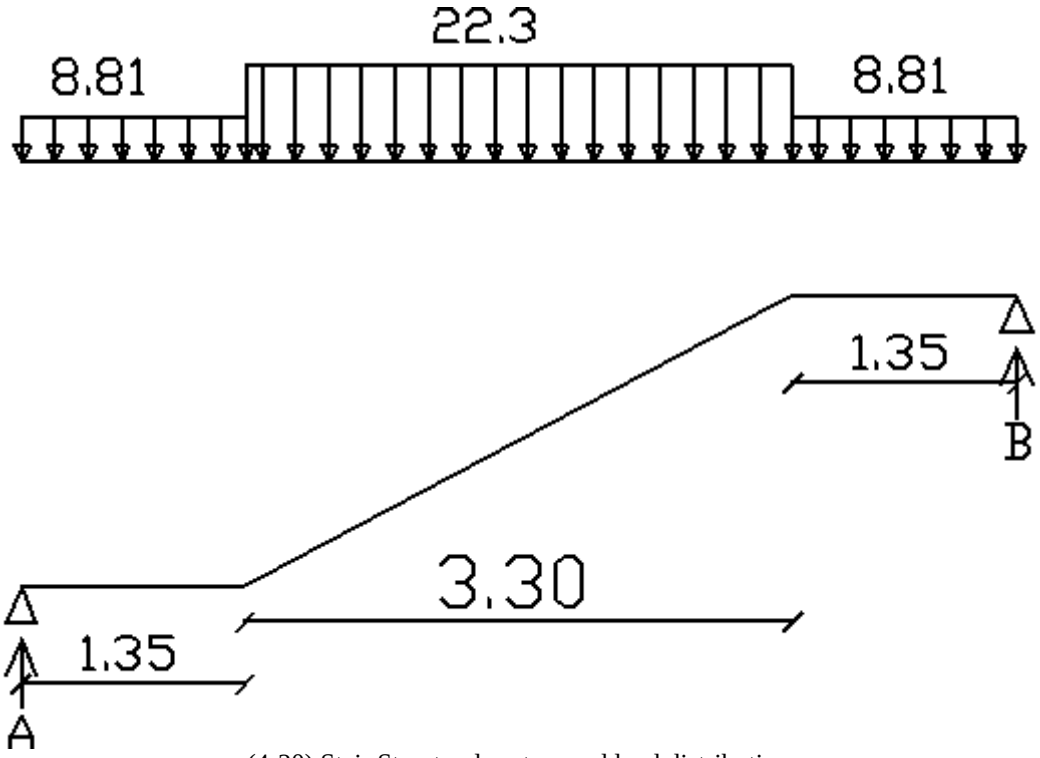
Table (4-7) Dead Load Calculations on Flight

Dead load in landing:

Material	Quality density	$w = \gamma . h$ KN/m
Tiles	22	22 * 0.03 * 1 = 0.66
Mortar	22	22 * 0.02 * 1 = 0.44
Reinforced concrete solid slab	25	25 * 0.25 * 1 = 6.25
plaster	22	22 * 0.03 * 1 = 0.66
Total dead load		∑ = 8.01

Table (4-8) Dead Load Calculations on Flight

For flight: $w = 1.2*11.9 + 1.6*5 = 22.3$ KN/m
Landing : $w = 1.2*8.01 + 1.6*5 = 17.61$ KN/m



(4-20) Stair Structural system and load distribution

$\sum M_A = \{ 8.81*1.35*5.325 + 22.3*3.3*3 + 8.81*1.35^2/2 \} = 6B$

$63.3 + 220.77 + 8.06 = 6B$ …….. B = 48.7 KN

A = 8.81 * 2.7 + 22.3*3.3- 48.7 = 48.7 KN

OR A = $\frac{8.81*2.7+22.3*3.3}{2}$ = 48.7 KN.

Check for shear strength:

Assume bar diameter Ø16, d = 250-20-16/2 = 222 m.

V_{ud} = 48.7 – 8.81(0.15 + 0.222) = 45.42 KN

ØVc = $\frac{1}{6}\sqrt{20}$ * 1000*0.222 = 165.5 KN

$V_{u,max}$< 0.5 ØVc = 82.7 KN

The thickness is adequate enough.

$M_{u,max}$ = 48.7(6/2) – 8.81*1.35((1.35+3.3)/2) – 22.3 * (3.3/2) * (3.3/4)

= 88.1 KN.m/m

M_n = 88.1/0.9 = 97.88 KN.m/m

Assume bar Ø16, d = 222 m.

$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{97.88*10^6}{1000*222^2}$ = 1.986 MPa

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

$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.59*1.986}{420}}\right) = 4.984 * 10^{-3}$

$A_s = \rho bd$ = 4.984 * 222 = 1106.51 mm^2

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

$A_s > A_{s,min}$- OK

Use Ø16 with A_s = 201.06 mm^2

$n = \frac{A_S}{A_S Ø16} = \frac{1106.5}{201.06} =$ 5.5bars

use 6 Ø16

s = 1/5.5 = 18 cm

use 1Ø16@ 150 mm OR use 1 Ø18 @ 200 mm.

Max s :

1. 3h = 3*250 = 750 mm
2. 450 mm
3. 380 * $\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$ – 2.5 * 20 = 330 mm …….. control

   S = 200 mm < 330 mm ….OK

- Temperature and shrinkage reinforcement :

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

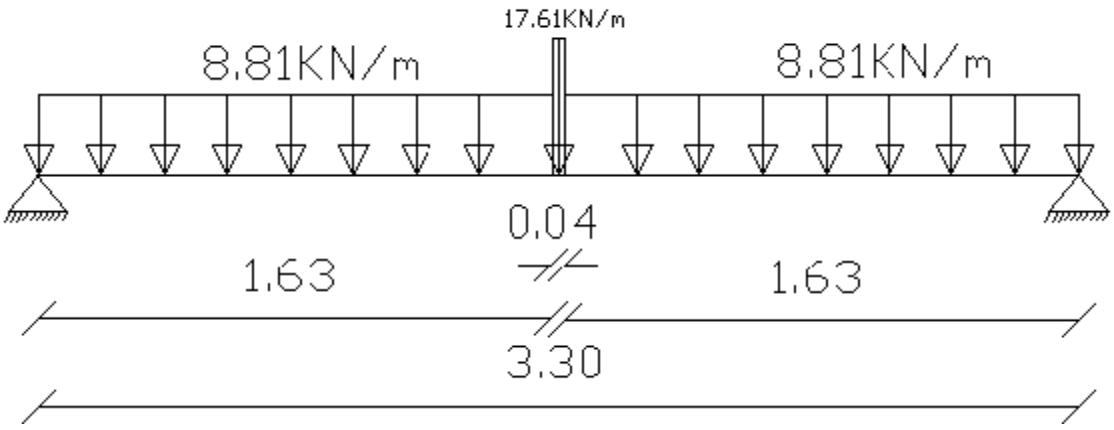
  $n = \frac{450}{201.06}$ = 3Ø16 ,…….. use 4Ø16/m

  (s) for shrinkage and temperature is the smallest of

1. 5h = 5*250 = 1250 mm
2. 450 mm …… control

S = 250 mm < s_{max} = 450 mm …….OK.

Design of landing: Considering a 1-m length of the landing, the load on the landing is shown in the next figure. The middle 4 cm will carry a full load, whereas the two 1.63 m lengths on each side will carry half the ultimate load.



(4-21) Loads distribution on stair landing

$R_A = R_B = 14.71$ KN

$M_u = 14.71 \ \frac{3.3}{2} - 8.81 * 1.63 \ \frac{1.63+.04}{2} - 17.61 * \frac{0.04}{2} * \frac{0.04}{4} = 12.281$ KN.m

$M_n = \frac{M_u}{\emptyset} = \frac{12.28}{0.9} = 13.646$ KN.m/m.

Assume bar diameter Ø14 for main reinforcement. Because the bars In the landing will be placed on top of the main stair reinforcement.

$$d = 250 - 20 - 18 - 14/2 = 205 \text{ mm.}$$

$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{13.646*10^6}{1000*205^2} = 0.05415$ MPa, $\quad m = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$

$\rho = \frac{1}{20.59} \ 1 - \ \sqrt{1 - \frac{2*20.59*0.05415}{420}} = 1.291 * 10^{-4}$

$A_s = \rho bd = .0001291*1000 * 205 = 26.47$ mm^2

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

$A_s < A_{s,min}$- then provide $A_{s,min} = 450$ mm^2

Use Ø14 then

n = $\frac{A_S}{A_S Ø14} = \frac{450}{153.94}$ = 2.92 bars, s = 1/2.92 = 34 cm

take 3Ø14/m with As = 461.7 mm^2/m strip OR Ø14@300 mm.

step (s) is the smallest of:

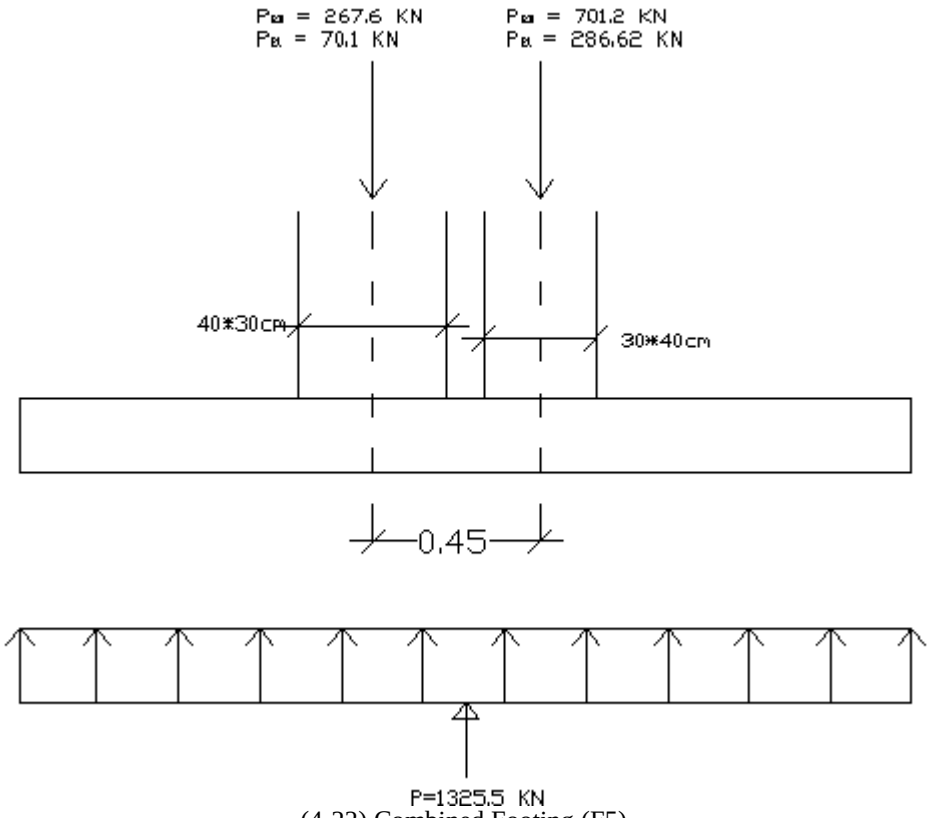
1. 3h = 3*250 = 750 mm.
2. 450n mm.
3. 380 * $\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$ – 2.5 * 20 = 330 mm but

   s≤300*280/f_s = 300 * $\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$ = 300 mm- control

   s = 300 *mm* = s_{max} = 300 mm – OK

The transverse beams at the landing levels were designed to carry loads from stairs in addition to other loads

4.12 Combined Foundation Design (F5 Under 061 & 0107 Columns) :



(4-22) Combined Footing (F5)

- Footing dimensions.

P = 701.16+286.62+267.6+70.1 = 1325.5 KN

$\sum M_{col} = 0$, (701.2 + 286.6) * 0.45 – 1325.5x = 0 →

$$x = \frac{(701.2 + 286.6) * 0.45}{1325.5} = 0.335\ m$$

$$A = \frac{P_n}{q_{a,net}} = \frac{1325.5}{400} = 3.314\ m^2$$

$A = Bl$ → Take B = 1.9 $l = \frac{A}{B} = \frac{3.314}{1.9} = 1.8$ m Rectangle combined

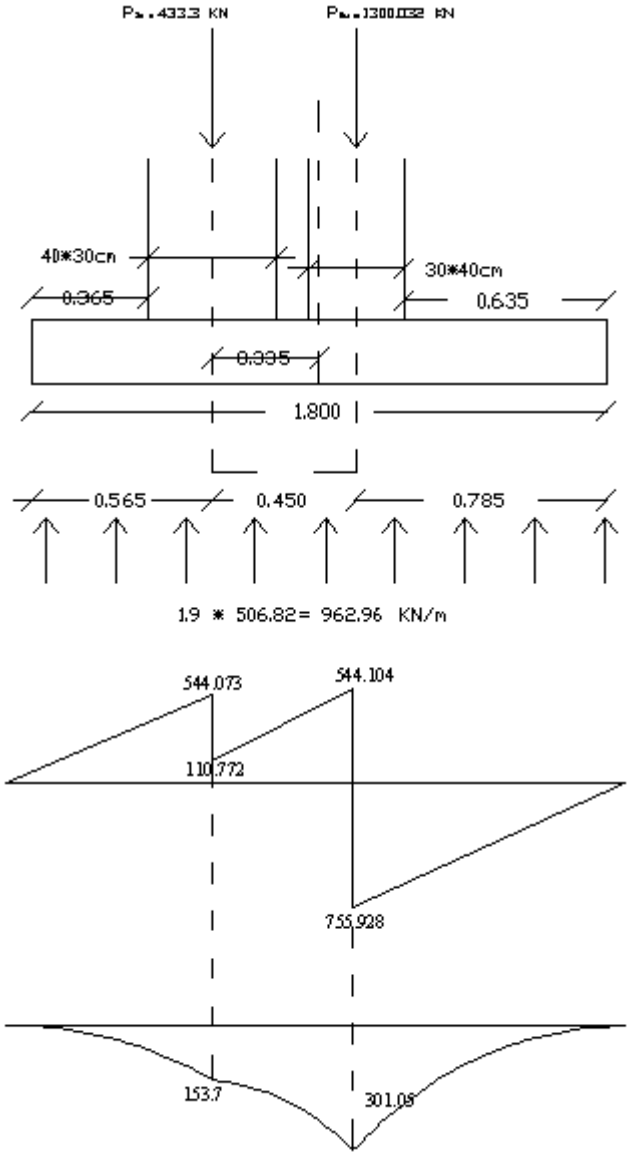
- Depth of foundation and Shear design:

P_{1u} = 1.2 (267.6) + 1.6 (70.1) = 433.3 KN

P_{2u} = 1.2 (701.2) + 1.6 (286.62) = 1300.032 KN

P_u = 433.3 + 1300.032 = 1733.332 KN

$$q_u = \frac{1733.332}{1.9 * 1.8} = 506.82\ KN/m^2$$



(4-23) Shear and moment diagrams for (F5)

- One-way shear (Beam shear):

V_u at distance d form the face of support:

Assume h = 70 cm and steel bars of Ø 20

d_{avg} = 700 – 75 – 10 = 615 mm

$\emptyset V_c = \emptyset/6 * \overline{f_c'} b_w d = 0.75/6 * \sqrt{24} * 1800 * 615 = 677.9$ KN

At column 1 P_{1u} = 433.3 KN:

V_u = 433.3 – 506.82*1.8*(0.365+0.20+0.615) = -643.2 KN

At column 1 P_{1u} = 433.3 KN:

V_u = 1300.032 – 506.82*1.8*(0. 635+0.15+0.615) = 22.85 KN

$\emptyset V_c$ = = 677.9 KN > V_u = -643.2 KN

The h = 70 cm is adequate enough

- Two way shear (Punching Shear):

At column 1 P_{1u} = 433.3 KN:

d/2 = 0.615/2 = 0.3075m <0.365 m

Check for two options of punching action :

as interior perimeter b_0 = 2(0.4+0.615) + 2(0.3+0.615) = 3.86 m

as edge perimeter b_0 = 2(0.365+0.4+0.615/2) + (0.3+0.615) = 3.06 m -control

V_u = 433.3 – 506.82*(0.365+0.4+0.615/2)*(0.3+0.615) = -64.06 KN

B = 400/300 = 1.333, α_s= 0.20 …..corner column

Vc = $\frac{1}{6}(1+2/\beta)\ \overline{f c'}\, b_0 d$ where $\frac{1}{6}(1+2/\beta)$ = 1/6 (1+2/1.333) = 0.417

Vc = $\frac{1}{12}(\frac{\alpha s\, d}{b0} + 2)\ \overline{f c'}\, b_0 d$ where $\frac{1}{12}(\frac{20*0.615}{3.06} + 2)$ = 0.502

Vc = 1/3 $\overline{f c'}\, b_0 d$ where 1/3 = 0.33333 ----------control

TakVc = 1/3 $\overline{fc'}$ b_0d = 1/3 * $\sqrt{24}$ *3060*615*10^{-3} = 3073.13 KN

Ø Vc = 0.75*3073.13 = 2304.85 KN > Vu = 64.06 -------OK

The thickness h = 70 cm is adequate enough.

At column 2 P_{2u} = 1300.032 KN:

d/2 = 0.615/2 = 0.3075m < 0.635 m

Check for two options of punching action :

as interior perimeter b_0 = 2(0.4+0.615) + 2(0.3+0.615) = 3.86 m

as edge perimeter b_0 = 2(0.635+0.3+0.615/2) + (0.4+0.615) = 3.5 m -control

V_u = 1300 – 506.82*(0.635+0.3+0.615/2)*(0.4+0.615) = 671.323 KN

β = 400/300 = 1.333, α_s= 0.30 …..edge column

Vc = $\frac{1}{6}$ (1+2/β) $\overline{fc'}$ b_0d where $\frac{1}{6}$ (1+2/ β) = 1/6 (1+2/1.333) = 0.417

Vc = $\frac{1}{12}$ ($\frac{\alpha s\, d}{b0}$ + 2) $\overline{fc'}$ b_0d where $\frac{1}{12}$ ($\frac{30*0.615}{3.5}$ + 2) = 0.606

Vc = 1/3 $\overline{fc'}$ b_0d where 1/3 = 0.33333 ----------control

TakVc = 1/3 $\overline{fc'}$ b_0d = 1/3 * $\sqrt{24}$ *3500*615*10^{-3} = 3515.02 KN

Ø Vc = 0.75*3073.13 = 2636.26 KN > Vu = 671.323 KN-------OK

The thickness h = 70 cm is adequate enough.

- Design the flexural reinforcement for in the transverse direction (transverse beams).

The factored load on column 1 is P_{1u} = 433.3 KN

This is balanced by an upward net force of

For column 1 433.3/1.8 = 240.72 KN/m

The maximum moment in this transverse beam at the face of column 1 is

$\frac{240.72}{2} \cdot \left(\frac{1.8}{2} - \frac{0.4}{2}\right)^2 = 58.98\text{KN.m}$

d = 700 – 75 – 10 = 615 mm

the band width under column 1 is (c+d) = (0.365+0.4+0.615/2) = 1.0725 m

take the band width 1.1m

$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{58.98*10^6}{1000*615^2} = 0.156$ MPa, $m = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$

$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.59*0.156}{420}}\right) = 3.727 * 10^{-4}$

$A_s = \rho bd$ = .0003727*1000 * 615 = 230 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018 * 1000 * 615 = 1107 mm^2

$A_s < A_{s,min}$- then provide $A_{s,min}$ = 1107 mm^2

Use Ø14 then

$n = \frac{A_S}{As\text{Ø}14} = \frac{1107}{153.94}$ = 7.2 bars, s = 1/7.2 = 13.9 cm

take1Ø14@12.5 cm with As = 1282.8mm^2/m strip OR Ø14@125 mm.

step (s) is the smallest of:

4. 3h = 3*250 = 750 mm.
5. 450n mm.
6. $380 * \frac{280}{\frac{2}{3}*420}$ – 2.5 * 20 = 330 mm but

$s \leq 300*280/f_s = 300 * \frac{280}{\frac{2}{3}*420}$ = 300 mm- control

s = 300 *mm* = s_{max} = 300 mm – OK

The factored load on column 2 is P_{2u} = 1300 KN

This is balanced by an upward net force of

For column 1 1300/1.8 = 722.222 KN/m

The maximum moment in this transverse beam at the face of column 1 is

$\frac{722.22}{2} \cdot \left(\frac{1.8}{2} - \frac{0.4}{2}\right)^2 = 177\text{KN.m}$

d = 700 – 75 – 10 = 615 mm

the band width under column 1 is (c+d) = (0.635+0.3+0.615/2) = 1.2425 m

take the band width 1.3m

$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{177*10^6}{1000*615^2} = 0.468$ MPa, $m = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$

$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.59*0.468}{420}}\right) = 11.273 * 10^{-4}$

$A_s = \rho bd = 0.0011273*1000 * 615 = 693.3\ mm^2$

$A_{s,min} = 0.0018 * 1000 * 615 = 1107\ mm^2$

$A_s < A_{s,min}$- then provide $A_{s,min} = 450\ mm^2$

Use Ø14 then

$n = \frac{A_s}{A_s Ø14} = \frac{1107}{153.94} = 7.2$ bars, s = 1/7.2 = 13.9 cm

take1Ø14@12.5 cm with As = 1282.8mm^2/m strip OR Ø14@125 mm.

step (s) is the smallest of:

7. 3h = 3*250 = 750 mm.
8. 450n mm.
9. $380 * \frac{280}{\frac{2}{3}*420} - 2.5 * 20 = 330$ mm but

$s \leq 300*280/f_s = 300 * \frac{280}{\frac{2}{3}*420} = 300$ mm- control

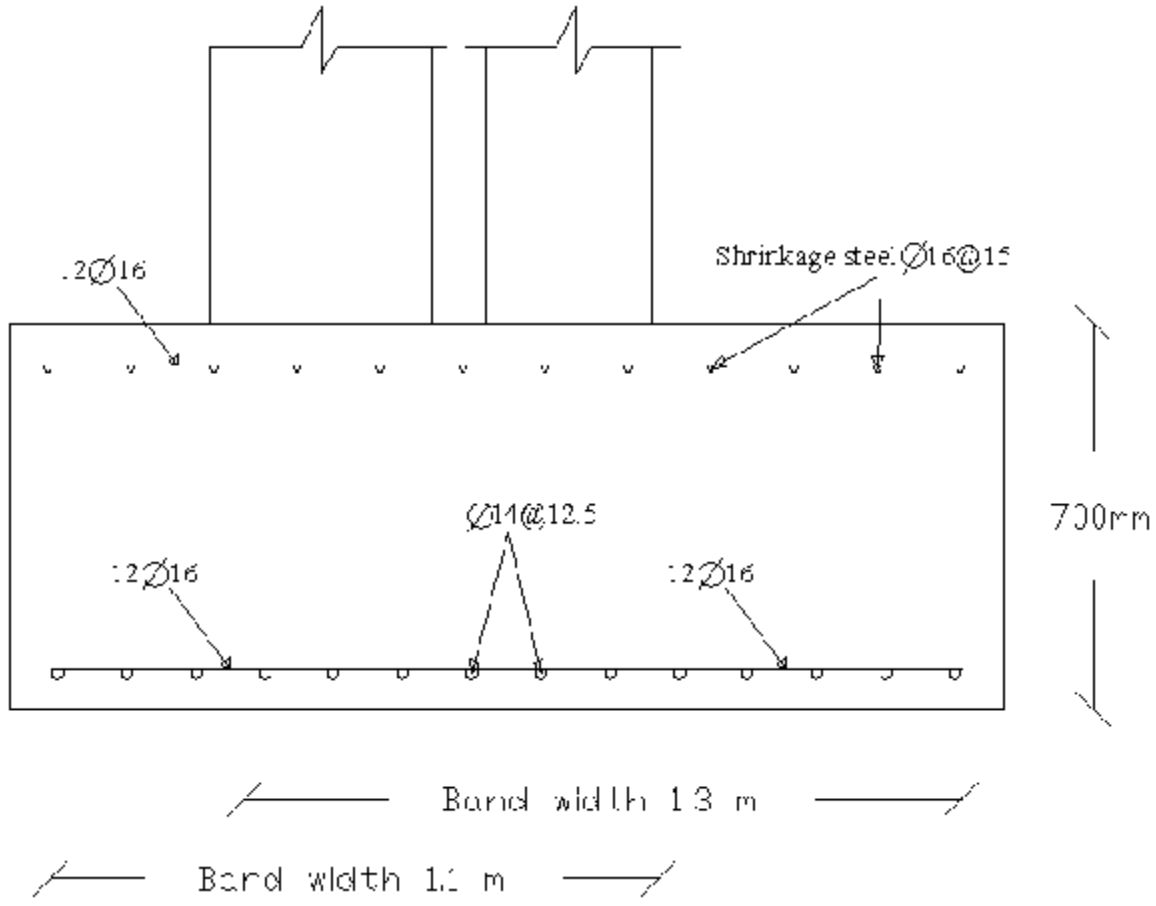
s = 300 *mm* = s_{max} = 300 mm – OK

- Select the minimum (temperature) reinforcement. By ACI code section 7.12.2.1 we require the following reinforcement along the length of the foundation.

$$A_{s,\,min} = 0.0018bh = 0.0018*1000*700 = 1260\ mm^2$$

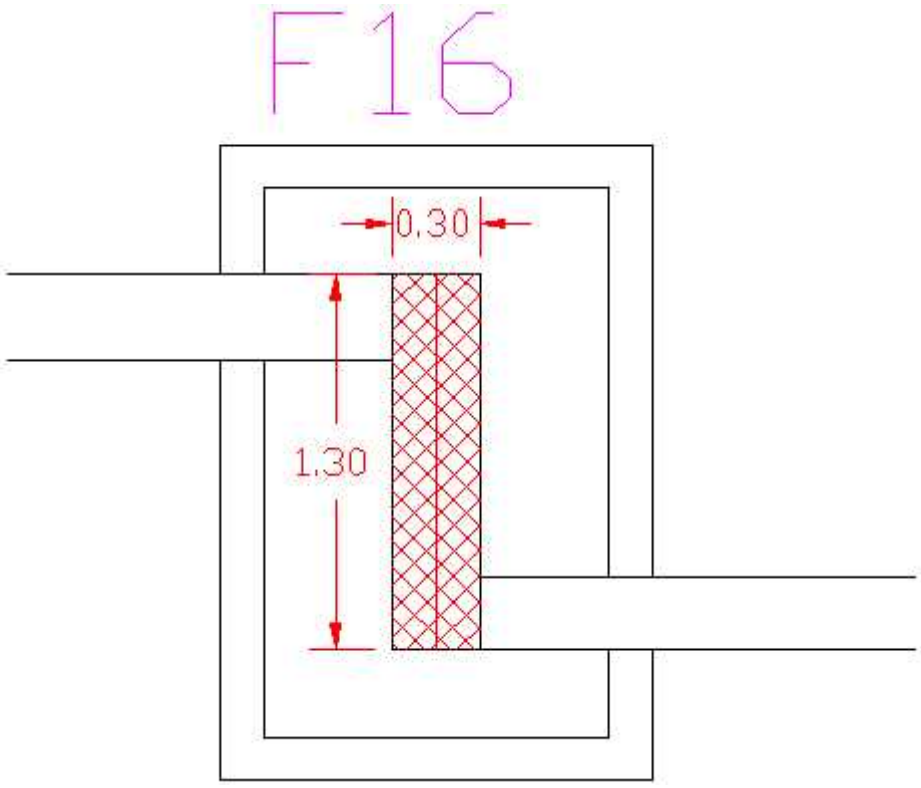
The maximum spacing is 5h or 450 mm.

Provide 7 Ø 16 (1407.4 mm^2) or Ø16 @ 15 cm for shrinkage reinforcement, placed as shown:



(4-24) Steel distribution for combined footing (F5)

4.13Strip Foundation Design (F16)



(4-25) Footing 16

Consider a 1-m strip of footing and wall. Allowable soil pressure is 400 KN/m^2. For the first trial, try a 500-mm-thick footing.

- Estimation the size of the footing:

Dead load on shear wall is (138+159+237+98 = 632 KN)

Live load on shear wall is (66 KN)

DL/m = 632/1.3 = 486.2 KN/m.

LL/m = 66/1.3 = 51 KN/m.

q_{all} = 400 KN/m^2.

Surcharge = 5 KN/m^2.

$w_{footing}$=0.5*25 = 12.5 KN/m^2.

W_{soil}=0.5*18 = 9 KN/m^2.

$q_{all,net}$ = 400 – 5 – 12.5 – 9 = 373.5 KN/m^2.

and we have:

$$A = \frac{F_n}{q_{a,net}} = \frac{632+66}{373.5} = 1.87 \text{ m}^2.$$

Assume b = 1m, L = 1.87 m ……..take L = 1.9 m.

$$q_u = \frac{F_u}{A} = \frac{1.2*486.2+1.6*51}{1*1.9} = 350.02 \text{ KN/m}^2.$$

- Depth of footing and shear design:

One way shear (Beam shear):

Only one way shear is significant in a wall footing. V_u at distance d from the face of wall:

$$V_u = q_u . 1 \left(\frac{b}{2} - \frac{a}{2} - d\right) = 350.02 \left(\frac{1.9}{2} - \frac{0.5}{2} - d\right)$$

Let $V_u = Ø\ V_c$, (Ø=0.75)

$$ØV_c = Ø/6 * \sqrt{f'_c} b_w d = 0.75/6 * \sqrt{24}*1800*d$$

$$350.02 \left(\frac{1.9}{2} - \frac{0.5}{2} - d\right) = 0.75/6 * \sqrt{24}*1000*d$$

245.014 – 350.02d = 612.372 d …… d = 0.255 m.

Assume cover 75 mm, and steel bars of Ø 20

$$h = 255 + 75 + \frac{20}{2} = 340 \text{ mm},$$

take h = 400 mm, then d = 400 – 75 – 10 = 315 mm.

- Design for flexure

Take steel bars of Ø 20

$M_u = 350 * 0.35 * \frac{0.35}{2} = 21.44$ KN.m

$M_n = \frac{M_u}{\emptyset} = \frac{21.44}{0.9} = 23.82$ KN.m/m.

Assume bar diameter Ø14 for main reinforcement. Because the bars In the landing will be placed on top of the main stair reinforcement.

$d = 315$ mm.

$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{23.82*10^6}{1000*315^2} = 0.24$ MPa, $m = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$

$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.59*0.24}{420}}\right) = 5.7 * 10^{-4}$

$A_s = \rho bd = 5.7 * 10^{-4} * 1000 * 315 = 181.1$ mm^2

$A_{s,min} = 0.0018 * 1000 * 400 = 720$ mm^2

$A_s < A_{s,min}$- then provide $A_{s,min} = 720$ mm^2

$n = \frac{A_s}{As\emptyset 12} = \frac{720}{113.1} = 6.37$ bars, $s = 1/6.37 = 15.7$ cm

takeØ1@12.5 cm with As = 1017.9 mm^2/m strip OR Ø12@125 mm.

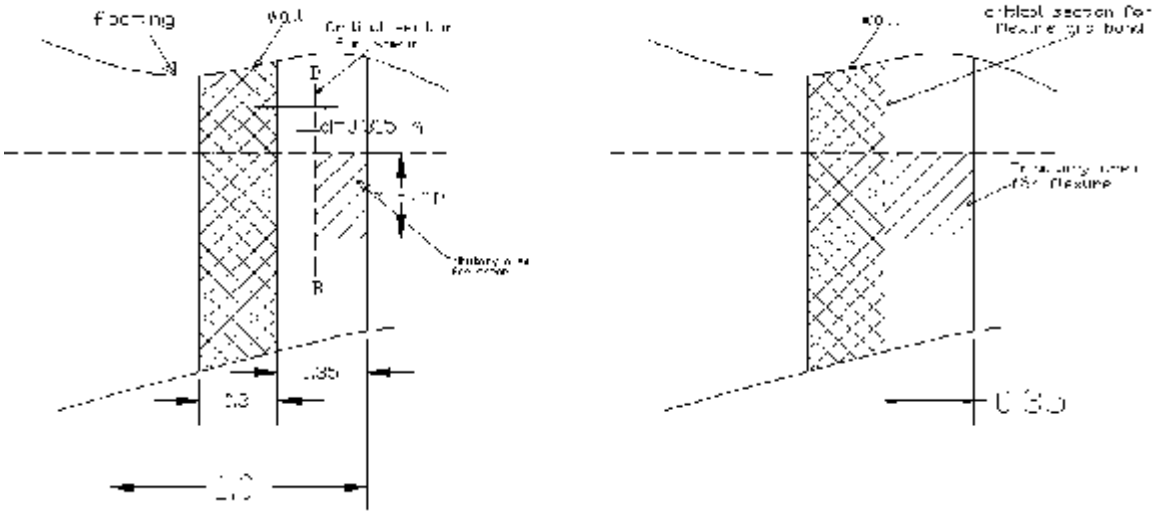
step (s) is the smallest of:

1. 3h = 3*400 = 1200 mm.
2. 450 mm.

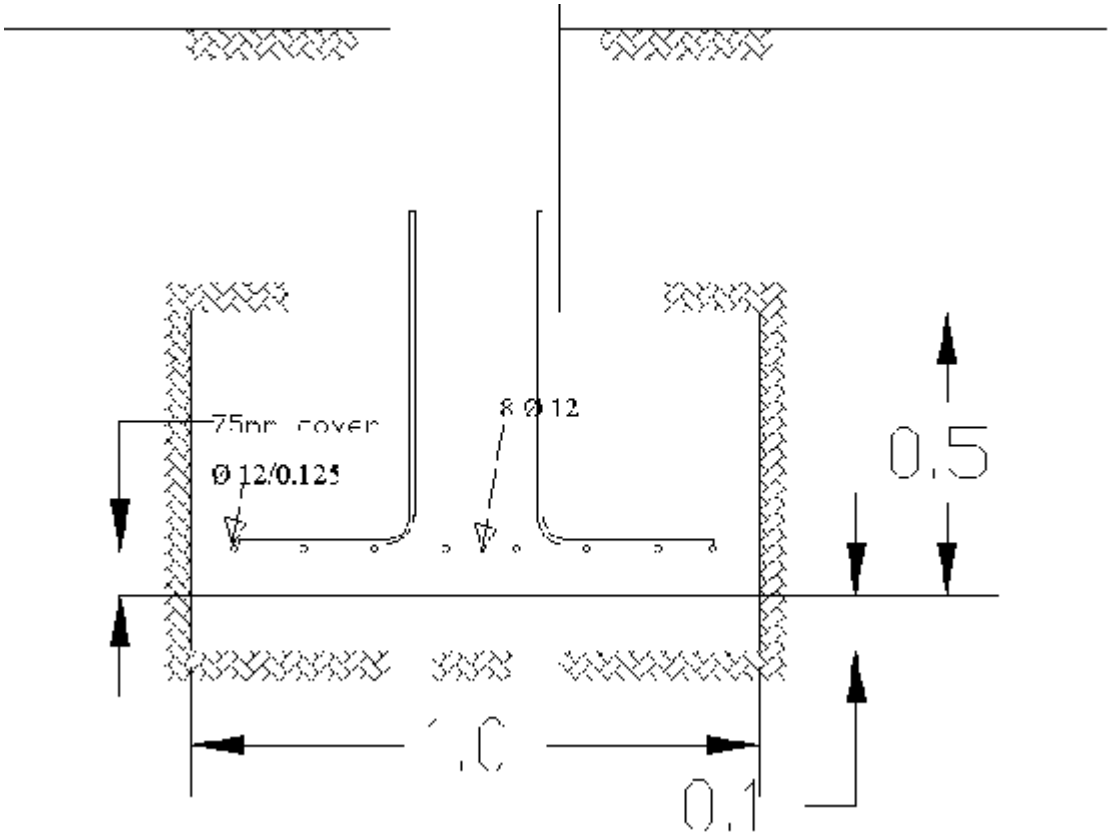
$s = 125mm < s_{max} = 450$ mm – OK

- Select the minimum (temperature) reinforcement. By ACI code section 7.12.2.1 we require the following reinforcement along the length of the footing.
  $A_{s,min} = 0.0018 * 1000 * 400 = 720$ mm^2

The maximum spacing is 5h or 450 mm. provide 8 Ø12 (904.8 mm^2)



(4-26) plan view of footing showing tributary area for shear. (4-27) plan view showing tributary area for moment.



(4-28) Reinforcement details

4.14 Design of Long Column (Column018)

Pu = 1925.1 KN

Pn = 1925.1/0.65 = 2961.7 KN

Assume rectangular section with:

Use ρ = 1.6%

$$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + \rho g(fy - 0.85 fc')\}$$

2961.7 = 0.8*Ag(0.85*24+0.016*(420-0.85*24))

Ag = 0.138 m^2

Use 0.3*0.5 m with Ag = 0.15 m^2> Ag required = 0.136 m^2

Check Slenderness Effect:

In 0.5 –Dirction

$$\frac{klu}{r} < 22 \quad .....ACI - (10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

R: radius of gyration = 0.3 h

Lu = 3.0 m

K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$\frac{1*3}{0.3*0.5}$ = 20 < 22

short Column in y-y direction.

In 0.3 –Dirction

$$\frac{klu}{r} < 22 \quad .....ACI-(10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

R: radius of gyration = 0.3 h

Lu = 3.0 m

K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$\frac{1*3}{0.3*0.3}$ = 33.33 > 22

Slender (long) Column in x-x direction.

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d} \quad .....[ACI318-05\ \ (Eq.\ 10-15)]$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750\times\sqrt{24} = 23270.15Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu}$$

$B_d = \frac{1.2*564.6}{1925.1} = 0.352$

$I_g = \frac{0.5*0.3^3}{12} = 0.001125\ m^4$

$\boldsymbol{EI} = \frac{0.4*23270.15*0.001125}{1+0.352} = 7.745\ MN.m^2$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI318-05(Eq.\ 10-13)$$

$\boldsymbol{P_{cr}} = \frac{3.14^2*7.745}{1*3^2} = 8.493MN$

$$Cm = 1 \quad .....According\ to\ ACI318-05(10.10.6.4)$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1-\frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad .....ACI318-05(Eq.\ 10-12)$$

$\boldsymbol{\delta_{ns}} = \frac{1}{1-\frac{1925.1}{0.75*8493}} = 1.433 > 1$

e_{min} = 15 + 0.03h = 15 + 0.3*300 = 24 mm = 0.024 m

e = e_{min}*$\boldsymbol{\delta_{ns}}$ = 0.024*1.433 = 0.0344

e/h = 0.044/0.3 = 0.1467

From Interaction Diagram

$\frac{\emptyset P_n}{A_g}$ = 2.6 Ksi ……..ρ_g= 1.33

As = ρA_g=0.0133 * 0.5 *0.3 = 19.95 cm^2 ……Use 8Ø18

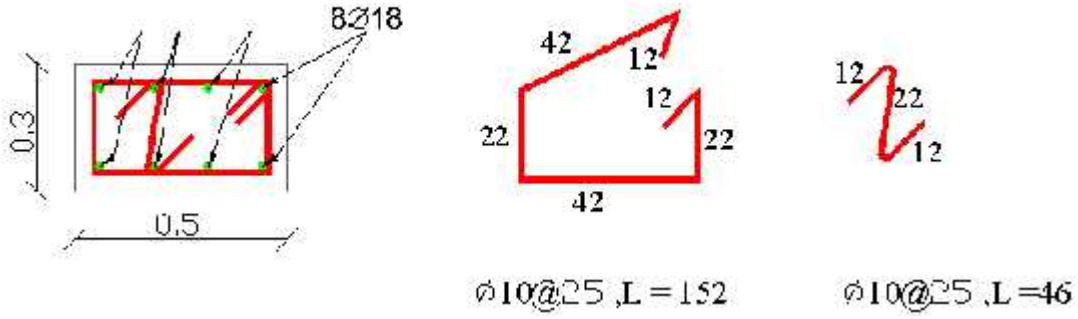
Design of the Tie Reinforcement :

S ≤16 db (longitudonal bar diameter) .....ACI - 7.10.5.2 16*18 = 288 mm

S ≤ 48dt (tie bar diameter). 48 * 10 = 480 mm

S ≤ Least dimension.Least dim. = 300 mm

Use Ø10 @ 20 cm.



(4-29) Section and ties in column (018)

الفصل الخامس

5

النتائج و التوصيات

٥-١ مقدمة.

٥-٢ النتائج.

٥-٣ التوصيات.

الفصل الخامس

٥ـ١ المقدمة :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد إلى الكثير من الأمور مثل توزيع الأعمدة و جدران القص، وبعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية و الإنشائية الشاملة للكلية الطبية المقترح بناؤها في مدينة دورا.

وتك إعداد المخططات الإنشائية بشكل مفصل و دقيق و واضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرح لخطوات التصميم الإنشائي للمبنى.

٥ـ٢ النتائج :

١. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً علىالتصميم بشكل يدوي حتى يستطيع إمتلاك الخبرة و المعرفة في إستخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

٢.من العوامل التي يجب أخذها بعين الإعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى و طبيعة الموقع و تأثير القوى الطبيعية مثل الرياح و الزلازل على المبنى.

٣. من أهم تقنيات التصميم الإنشائي إجادة كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة للمبنى من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة المبنى إلى هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ جميع الظروف المحيطة بالمبنى بعين الإعتبار.

٤.أن يأخذ المصمم بعين الإعتبار القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة تحت المبنى.

٥.لقد تم إستخدام نظام عقدات (One Way-ribbed slab) وفي جزء كبير من العقدات نظراً لمناسبتها للعقدات الموجودة في المبنى، بالإضافة إلى إستخدام نظام عقدات (Two Way-ribbed slab)لعدد آخر من العقدات، كما تم إستخدام نظام العقدات (Solid Slab) لبيوت العقدات و المصاعد، نظراً لكونها مناسبة إنشائياً أكثر من غيرها من العقدات في هذه الأجزاء من المبنى، وعقدات أخرى من الترس للقبة الحديدية المتواحدة في وسط المبنى.

٦.برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج تم إستخدامها في هذا المشروع منها :

- Autocad 2007, 2014 : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية و طوابق المبنى و غيرها.
- CAD programs and others(Safe, Etabs, Stad pro, Sap, …) : لإجراء التحاليل و التصاميم الإنشائية لعناصر المبنى.
- Atir : لإجراء التحاليل و التصاميم الإنشائية للجسور و العقدات و الأعمدة في المبنى.

- Microsoft Office (Word, Excel, Power point) : تم إستخدامه في أجزاء مختلفة في المشروع مثل كتابة النصوص و التنسيق و إخراج المشروع.
- Internet Communications
- Adobe Reader

٧. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع أخذت من الكود الأردني للأحمال.

٨. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشاكل ممكن أن تعترضه في المشروع و بشكل مقنع و مدروس.

٥-٣ التوصيات :

لقد كان لهذا المشروع الدور الكبير في توسيع آفاقنا و تعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل و تحاليل و تصاميم، حيث نود هنا من خلال هذه التجربة أن نقدم مجموعة من التوصيات نأمل بأن تعود بالفائدة و النصح لمن يخططون لإختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية يجب أن يتم تنسيق و تجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء و تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولا بد في هذه المرحلة من توفير معلومات شاملة عن الموقع و تربته و قوة تحملها، من خلال التقارير الجيوتقنية الخاصة بتلك المنطقة و بعد ذلك يتم تحديد موقع الجدران الحاملة و الأعمدة بالتوافق و التنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماريز و يحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظمفي كافة أنحاء المبنى ليتم إستخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل و غيرها من القوى الأفقية.