كلية الهندسة

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

الخليل- فلسطين

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمركز نادي شباب الخليل

عمل الطالب :

جهاد "محمد نضال "آدم الزغير

اشراف :

د.عبد السميع الحلاحلة

2022

كلية الهندسة

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمركز نادي شباب الخليل

عمل الطالب :

جهاد "محمد نضال "آدم الزغير

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

توقيع مشرف المشروع: د. عبد السميع الحلاحلة .....

توقيع رئيس الدائرة: د. بلال المصري .....

2021

الإهـــداء

إلى .... المعلم الأول.... رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبدا لله

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

إلى .... الأسود الرابضة خلف القضبان .....إلى من كسروا قيد السجان .... الأسرى.

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

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

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

إلى.... هبة السماء .....أصدقائي الأوفياء.

إلى .... الشموع التي احترقت لتنير الدرب إلى.....أساتذتي.

إلى.... من عرفتهم في هذا الصرح العلمي .....زملائي وزميلاتي.

إلى ...دائرتي .... كليتي ..... جامعتي

الى .... الداعم الاكبر لي في هذا المشروع الى .... الدكتور عبد السميع الحلاحلة

الى كل من ساهم في انجاز هذا العمل المتواضع

اهدي هذا العمل إلى نفسي التي رابطت للخمس سنين من اجل اعمار الوطن بأبنائه المهندسين

الى كل هؤلاء نهدي هذا البحث.

الشكر والتقدير

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

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

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

وشكر الى المهندسة المعمارية المصممة للمبنى التعليمي رنين القواسمة

نخص بالشكر والتقدير الى:

الى جامعتنا العزيزة .... جامعة بوليتكنك فلسطين

الى كلية الهندسة

الى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ... بطاقمها التدريسي والاداري

الى مشرفنا العزيز الذي بذل كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق

[الدكتور عبد السميع الحلاحلة]

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

لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطا

الملخص

يهدف المشروع الى عمل تصميم انشائي لجميع العناصر الانشائية المكونة لمركز نادي شباب الخليل مكون من 6 طوابق تقدر مساحتها الاجمالية بـ 7138م^2. وذلك لما للتصميم الانشائي من اهمية فهو من اهم المراحل التي يمر بها المبنى والتي يتم فيها تحديد اماكن الاعمدة و الانظمة الانشائية لمختلف عناصر المبنى وبذلك يتم تحويل المخططات المعمارية الاولية الى مخططات قابلة للتنفيذ .

وتحقيقا لهدف المشروع تم في البداية دراسة المخططات المعمارية و اختيار انسب الية لتوزيع العناصر الانشائية بما لا يتعارض مع التصميم المعماري للمبنى , ثم تم عمل دراسة انشائية مفصلة تم فيها تقدير الاحمال المتوقعة على جميع العناصر الانشائية بالاعتماد على الكود الأمريكي والكود الامريكي ASCE-16 لتقدير احمال الزلازل.بعد ذلك تم تحليل وتصميم جميع تلك العناصر بالاعتماد على الكود الامريكي ACI318-14 وباستخدام مجموعة من البرامج الهندسية . وفي النهاية تم إعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الانشائية المكونة لهيكل المبنى ليصبح المبنى قابلاً للتنفيذ .

ABSTRACT

Hebron Youth Sports Club Center

This Center is located in the Hebron a area on a plot of 5300 square meters, with an area of approximately 7138 square meters. It consists of 6 floors, 4 floors over the ground floor and one underground floors & roof.
The Center has a main entrance and an emergency entrance on the eastern side.
The ground floor consists of GYM, Swimming Pool, a Volleyball Court, and a Cafeteria, with an area of 1147 square meters. The first floor consists of a Cooking Lab, Admin Room, an Embroidery Player, Secretary's Office Manager Office, with an area of 1164 square meters. And the second floor consists of the Rest Room, Staff room and Table Tennis Room, chess room, Billiard room and its area is 1228 square meters. And the third floor is Public Library, Convention Hall, Remote Meeting Room, and its area is 806 square meters. As for the roof floor, it is for Multiple purposes, with an area of 776 square meters.

There is one underground floor that are used as a car park and
The area of each floor is 2017 square meters.

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	ii
الإهداء	iii
الشكر والتقدير	iv
ملخص المشروع باللغة العربية والإنجليزية	v
فهرس المحتويات	vi
List of Abbreviation	ix
الفصل الأول: المقدمة	
1.1 المُقَدِمَة	2
1.2 أهداف المشروع	2
1.3 مشكلة المشروع	2
1.4 حدود مشكلة المشروع	3
1.5 المسلمات	3
1.6 فصول المشروع	3
1.7 إجراءات المشروع	4
الفصل الثاني: الوصف المعماري	
2.1 لمحة عامة عن المشروع	6
2.2 موقع المشروع	6
2.3 أهمية الموقع	7

2.4 حركة الشمس والرياح	
2.5 الرطوبة	7
2.6 وصف طوابق المشروع	8
2.7 الواجهات	14
2.8 وصف الحركة والمداخل	18
2.9 صور توضيحية للمبنى ثلاثية الأبعاد	19
الفصل الثالث: الوصف الإنشائي	
3.1 المُقَدِمَة	22
3.2 هدف التصميم الإنشائي	22
3.3 مراحل التصميم الإنشائي	22
3.4 الأحمال	23
3.5 الاختبارات العملية	25
3.6 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى	25
chapter 4: Structural Design & Analysis	
4.1 Introduction	33
4.2 Design method and requirements.	33
4.3 Factored loads	34
4.4 Determination of minimum thickness of structural members	34
4.5 Design of one-way ribbed slab	35
4.6 Design of Beams	44
4.7 Design of two-way ribbed slab	51

59	**4.8 Design of Column (C1) in ribbed slab**
63	**4.9 Design of Isolated Footing (F1)**
67	**4.10 Design of Basement Wall**
72	**4.11 Design of Shear Wall**
75	**4.12 Design of Stairs**
الفصل الخامس: النتائج والتوصيات	
82	***5.1 النتائج***
82	***5.2 التوصيات***
82	***5.2 قائمة المصادر والمراجع***

List of Abbreviations

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

الفصل الأول

المقدمة

1.1 المُقَـدِمَة

1.2 أهداف المشروع

1.3 مشكلة المشروع

1.4 حدود مشكلة المشروع

1.5 المسلمات

1.6 فصول المشروع

1.7 إجراءات المشروع

1.1 المُقَدِمَة

البناء والتعمير من أهم سبل تقدم الأمم والحضارات ورُقيّ المجتمعات وأن الله سبحانه وتعالى خلق الكون وهيأ

فالهندسة المدنية هي وسيلة من وسائل إعمار هذه الأرض و هي الوسيلة التي تجعل من العالم المكان الأنسب والأصلح للعيش فيه وهندسة المباني خصوصاً هي الهندسة التي تعتني بجانب توفير المسكن المطلوب بالمواصفات المطلوبة وبالجودة المطلوبة وبالموارد المتاحة لكل فردٍ من أفراد هذا المجتمع.

والمهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والإشراف على المشروعات المختلفة، ويكمن دوره الفعال كما هو دور الطبيب في ارتباط عمله ارتباطاً وثيقاً بأرواح البشر.

لكل داءٍ دواء ولكل مشكلةٍ حل، فتكمن وظيفة المهندس في ايجاد الحل الأنسب والملائم للمشكلات التي تواجهه ومحور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بالتصميم الإنشائي لمبنى (مركز نادي شباب الخليل الرياضي).

1.2 أهداف المشروع

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

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

1.3 مشكلة المشروع

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

1.4 حدود مشكلة المشروع

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

1.5 المسلمات

- اعتماد الكود الامريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-14)
- اعتماد الكود الامريكي (IBC2000) بالنسبة للأحمال الزلازل.
- استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir18)، (Etabs)، (Safe)، (SP Column)، (Found).
- برامج أخرى مثل: Microsoft office Word، Power Point، Excel، AutoCAD.

1.6 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

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

1.7 إجراءات المشروع

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

الأسابيع / الفعاليات	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع																
دراسة المبنى معمارياً																
دراسة المبنى انشائياً																
توزيع الأعمدة																
التحليل الانشائي للمشروع																
التصميم الانشائي للمشروع																
اعداد مقدمة المشروع																
عرض مقدمة المشروع																

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2021-2022) م

الفصل الثاني

الوصف المعماري

2.1 لمحة عامة عن المشروع

2.2 موقع المشروع

2.3 أهمية الموقع

2.4 حركة الشمس والرياح

2.5 الرطوبة

2.6 وصف طوابق المشروع

2.7 الواجهات

2.8 وصف الحركة والمداخل

2.9 صور توضيحية للمبنى ثلاثية الأبعاد

2.1 لمحة عامة عن المشروع

المشروع عبارة عن مركز رياضي تدريبي وتعليمي، ويقوم المشروع على فكرة جعل المبنى عنصر فعال ومصدر رئيسي لتعلم بعض الحرف اليدوية وحتى يتسنى لهم الترويج لمنتوجاتهم داخل المركز.

وقد كانت هذه الأفكار ترتكز بشكل أساسي على الفراغات الداخلية للمبنى ومن جعل البيئة الخارجية مناسبة للجلوس والتجول فيها، وكما تم التركيز على توفير الراحة وسهولة الوصول واستعمال المبنى وعلى العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى وأشعة الشمس واتجاه الرياح والمناخ وغيرها.
يتكون المركز من ستة طوابق، طابق التسوية وأربع طوابق فوق الأرض وروف والبالغ مساحتهم الكلية 7138م^2 وجميعها مقامة على قطعة أرض تبلغ مساحتُها حوالي 5300م^2. ويوجد تفاوت في ارتفاعات كتل المبنى ما يضفي عليه مظهراً جميلاً.

2.2 موقع المشروع

يقع المشروع في مدينة الخليل، بين مدرستين مقام على الارض مركز شباب الخليل وسوف يتم هدم المركز وبناء المشروع المقترح عليها، حيث يعتبر موقع المشروع في منطقة نشطه من مدينة الخليل، ويمتاز بسهولة الوصول إليه من قبل وسائل النقل العام.

(2.1) صور جوية للموقع

2.3 أهمية الموقع

هناك اسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام. وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار ارض لبناء مبنى ثقافي:

- جغرافية الموقع: هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض.
- شبكه المواصلات: فهناك طرق مقترحة ترابية تحيط بالأرض .
- الغطاء النباتي: هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات.
- أنماط المباني المحيطة و نوعها: تجارية، صناعية، سكنية، أم خدماتية، وكيفية تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه.

2.4 حركة الشمس والرياح

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

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.

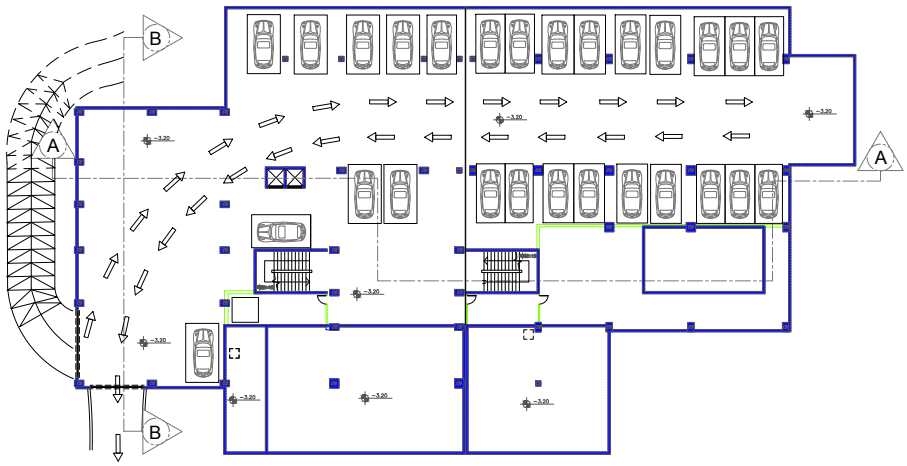
2.5 الرطوبة

يتراوح معدل الرطوبة في مدينة الخليل من 64- 84% في فصل الشتاء، ولارتفاع المدينة عن سطح البحر أثرٌ في تقليل نسبة الرطوبة التي يحملها الهواء القادم من البحر، حيث يقدر ارتفاع مدينة الخليل حول 800-1027 متر عن سطح البحر.

2.6 وصف طوابق المشروع

2.6.1 طابق التسوية

تبلغ مساحة طابق التسوية 2017 متراً مربعا، وهي تحتوي على موقف للسيارات، وبئر للمبنى، وبئر للمسبح، كما وأنه يحتوي على وسائل إيصال إلى الطوابق العلوية من خلال الأدراج العادية والمصاعد الموجودة في هذا الطابق، وهو على منسوب 3.2- m, كما هو موضح في المخطط التالي:

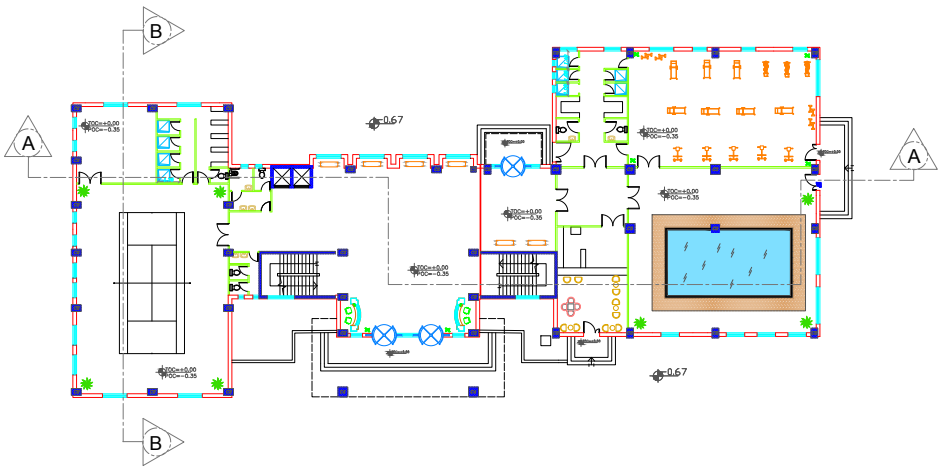


Basement FLOOR PLAN

الشكل (2.2): مخطط طابق التسوية.

2.6.2 طابق الأرضي

تبلغ مساحة هذا الطابق 1147 متراً مربعا، حيثُ يتكون من بهو المدخل الذي فيه المعرض، والاستقبال، والقاعة متعددة الأغراض ويمكن استخدامها ملعب لكرة الطائرة، والخدمات العامة، والمسبح داخلي مع خدماته ونادي رياضي. بالإضافة الى وسائل إيصال إلى الطوابق العلوية والسفلية من خلال الأدراج العادية والمصاعد الموزعة في أنحاء هذا الطابق؛ وهو على منسوب 0.0، +كما هو موضح في المخطط التالي:

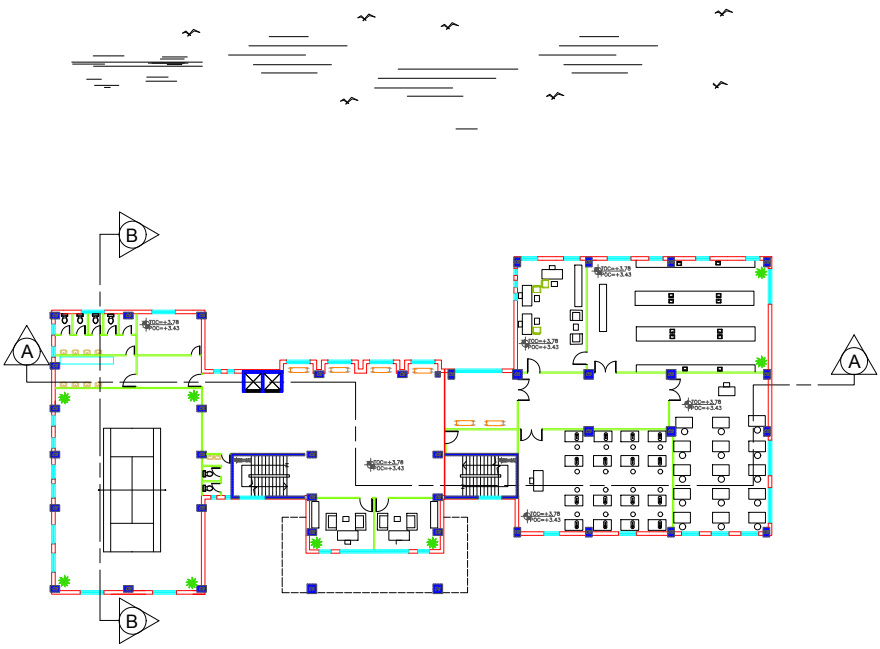


G.F FLOOR
PLAN

الشكل (2.3): مخطط طابق الأرضي.

2.6.3 طابق الأول

تبلغ مساحة هذا الطابق 1164 متراً مربعا، حيث يتكون من مكتب المدير والسكرتير، وتحتوي على الخدمات العامة، ومشغل لتعلم الطبخ، وأماكن لجلوس الطلاب، ومشغل خياطة، بالإضافة الى وسائل إيصال إلى الطوابق العلوية والسفلية من خلال الأدراج العادية والمصاعد الموزعة في أنحاء هذا الطابق؛ وهو على منسوب 3.78+ m، كما هو موضح في المخطط التالي:

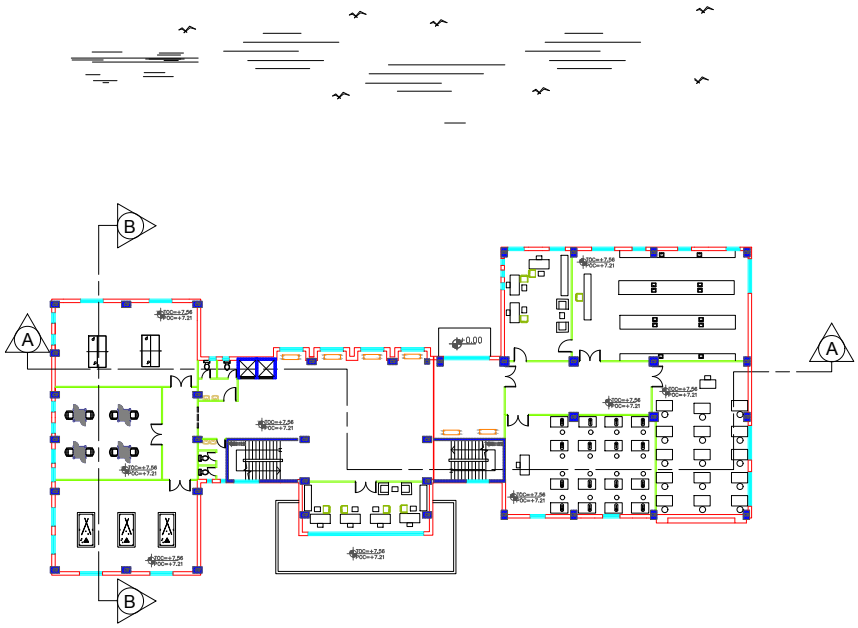


I st FLOOR
PLAN

الشكل (2.4) مخطط الطابق الأول.

2.6.4 طابق الثاني

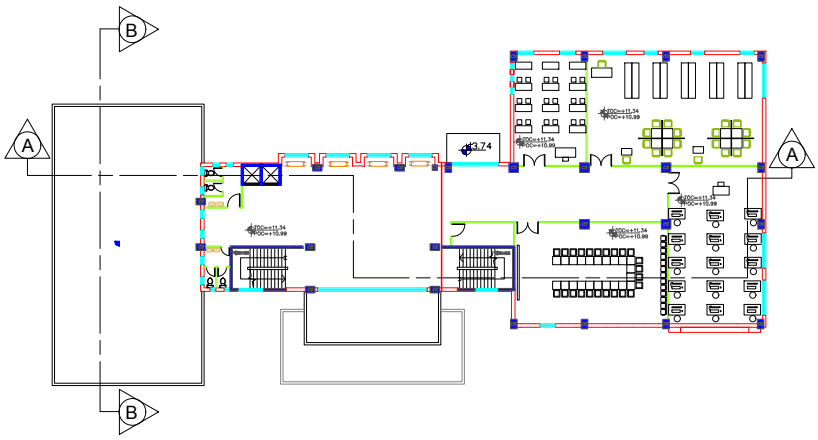
تبلغ مساحة هذا الطابق 1228 متراً ، حيث يتكون من غرفة لألعاب تنس و بلياردو شطرنج وقاعات للإستراحة, وخدمات عامة, ومكاتب للمدرسين ومشغل لتعلم الطبخ، ومشغل خياطة بالأضافة الى وسائل إيصال إلى الطوابق العلوية والسفلية من خلال الأدراج العادية والمصاعد الموزعة في أنحاء هذا الطابق؛ وهو على منسوب 7.56+ m، كما هو موضح في المخطط التالي :



الشكل (2.5) مخطط الطابق الثاني

2.6.4 طابق الثالث

تبلغ مساحة هذا الطابق 806 متراً مربعا، حيثُ يحتوي على مكتبة عامة، و قاعات للاجتماعات عن بعد , وقاعة مؤتمرات, و قاعة لتدريس وخدمات عامة بالإضافة الى احتوائه على وسائل إيصال إلى الطوابق العلوية والسفلية من خلال الأدراج العادية والمصاعد الموزعة في أنحاء هذا الطابق ؛وهو على منسوب 11.34 m +، كما هو موضح في المخطط التالي :

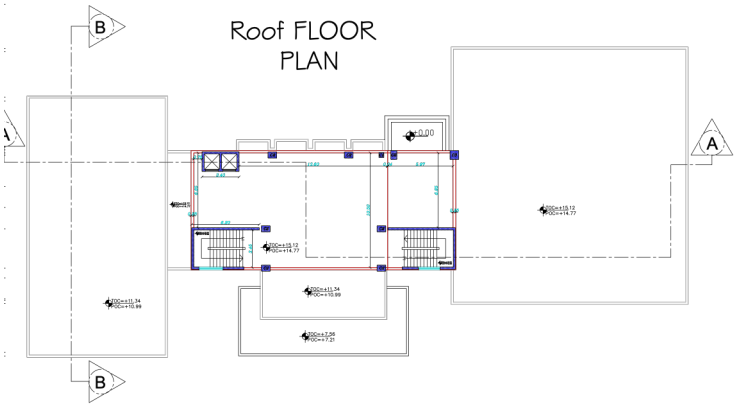


3rd FLOOR
PLAN

الشكل (2.6) مخطط الطابق الثالث.

2.6.4 طابق روف

تبلغ مساحة هذا الطابق 776 متراً مربعا، منها 264 متراً مربع مساحة داخلية و 512 متر مربع مساحة و يمكن استخدامها لأغراض متعددة بالإضافة الى احتوائه على وسائل إيصال إلى الطوابق العلوية والسفلية من خلال الأدراج العادية والمصاعد الموزعة في أنحاء هذا الطابق؛ وهو على منسوب 15.12m +، كما هو موضح في المخطط التالي:



الشكل (2.7) مخطط الطابق روف.

2.7 الواجهات

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

2.7.1 الواجهة الجنوبية

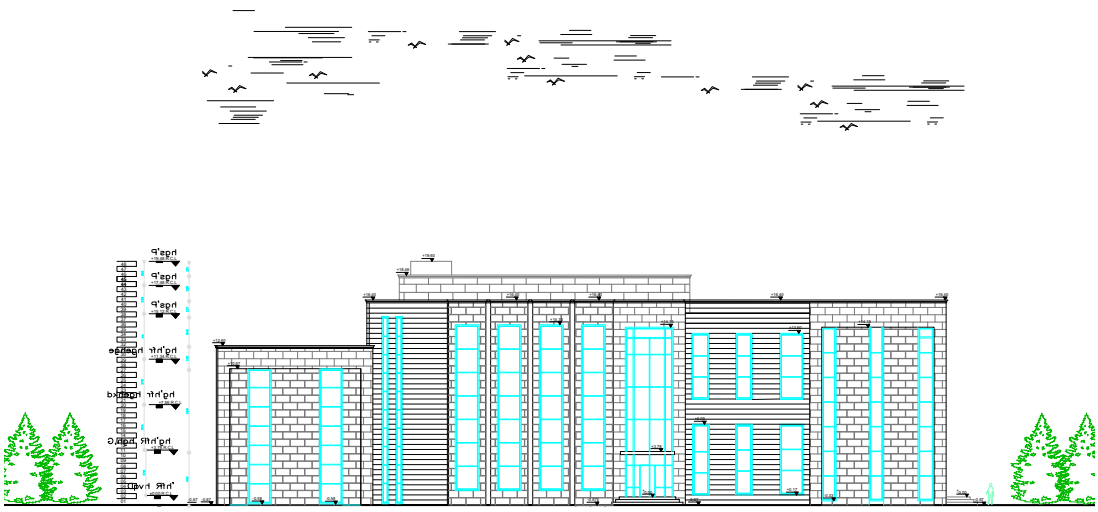
تعتبر الواجهة الرئيسية للمبنى تحتوي على المدخل المؤدي الى الطابق الارضي ويظهر فيها جميع طوابق المبنى، ويظهر أيضا استخدام مواد مختلفة لإنشاء هذه الواجهة مثل المواد الخرسانية والحجر والزجاج ما يضفي إلى المبنى منظرا جماليا يسر الناظرين، كما يظهر في الشكل التالي:

SUOTH
ELEVATION

الشكل (2.8) الواجهة الجنوبية.

2.7.2 الواجهة الشمالية

يظهر في هذه الواجهة جميع طوابق المبنى، وتحتوي على عناصر انشائية متنوعة مثل الزجاج والحجر حيث يضيف لمسة معمارية جميلة لهذا المبنى ويظهر المدخل الخلفي للمبنى، كما هو مبين في الشكل التالي:

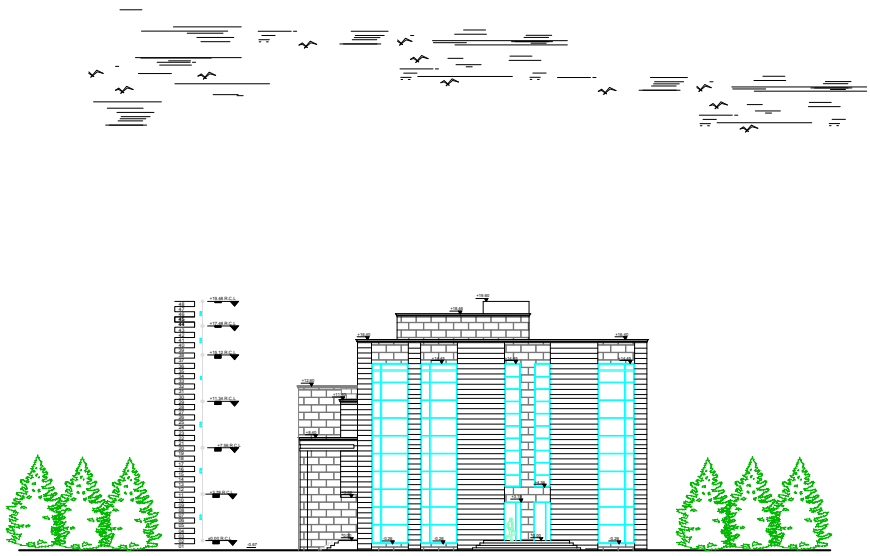


NORTH
ELEVATION

الشكل (2.9) الواجهة الشمالية.

2.7.3 الواجهة الشرقية

يظهر في هذه الواجهة بشكل واضح الترس واختلاف ارتفاعات الكتل، والذي اعطى جمال للمبنى، وهذا كله مُبين في الشكل التالي:

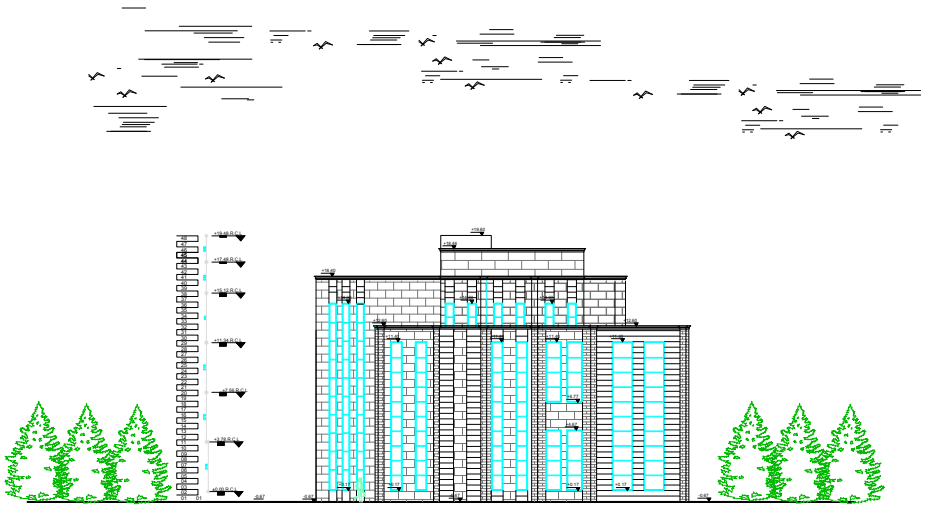


EAST
ELEVATION

الشكل (2.10) الواجهة الشرقية.

2.7.4 الواجهة الغربية

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

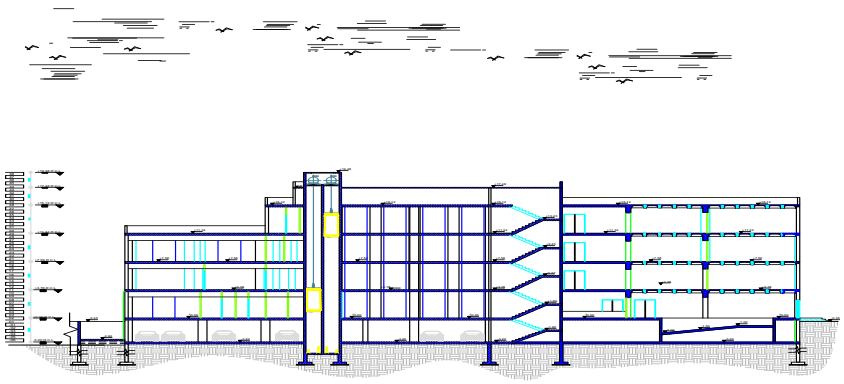


WEST
ELEVATION

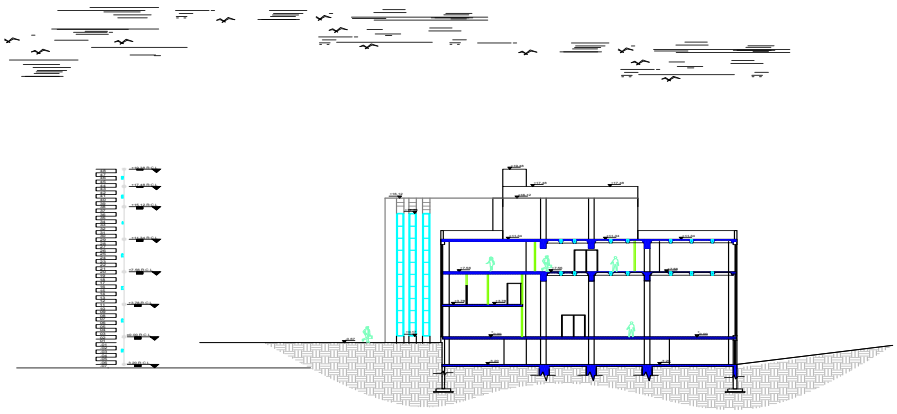
الشكل (2.11) الواجهة الغربية.

2.8 وصف الحركة والمداخل

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



الشكل (2.12) Section A-A



الشكل (2.13) Section B-B.

2.9 صور توضيحية للمبنى ثلاثية الأبعاد

شكل (2.14): صور 3D

شكل (2.15): صور 3D

شكل (2.16): صور 3D

شكل (2.17): صور 3D

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

3.1 المُقَدِمَة

3.2 هدف التصميم الإنشائي

3.3 مراحل التصميم الإنشائي

3.4 الأحمال

3.5 الإختبارات العملية

3.6 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى

3.1 المُقَدِمَة

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

3.2 هدف التصميم الإنشائي

نهدف في التصميم إلى إنتاج مبنى ثابت ومتين قادر على مقاومة الأحمال الذي يتعرض لها سواء أكانت ناتجة من الزلازل أو الرياح او الوزن الذاتي للمبنى وفقاً للقوانين الهندسية وتلعب العناصر التالية دوراً كبيراً في بناء العناصر الإنشائية وتحديد نوعها:

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

3.3 مراحل التصميم الإنشائي:-

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى ثلاث مراحل رئيسية:

المرحلة الأولى: -

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

المرحلة الثانية:

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

المرحلة الثالث:

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

3.4 الأحمال :-

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

1. الأحمال الميتة

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

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	Tile	23
2	Plaster	22
3	Reinforcement concrete	25
4	Block	15
5	Mortar	22
6	Sand	17
7	Partition	2.3

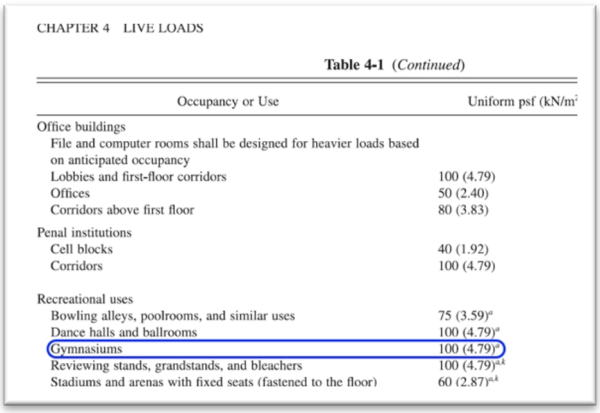
الجدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

2. الأحمال الحية: -

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

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

وبالرجوع الي الكود الأمريكي تم أخذ الاحمال الحية لجميع أجزاء المبني $4.79 \quad KN/m^2$



CHAPTER 4 LIVE LOADS

Table 4-1 (*Continued*)

Occupancy or Use	Uniform psf (kN/m²)
Office buildings	
File and computer rooms shall be designed for heavier loads based on anticipated occupancy	
Lobbies and first-floor corridors	100 (4.79)
Offices	50 (2.40)
Corridors above first floor	80 (3.83)
Penal institutions	
Cell blocks	40 (1.92)
Corridors	100 (4.79)
Recreational uses	
Bowling alleys, poolrooms, and similar uses	75 (3.59)[a]
Dance halls and ballrooms	100 (4.79)[a]
Gymnasiums	100 (4.79)[a]
Reviewing stands, grandstands, and bleachers	100 (4.79)[a,k]
Stadiums and arenas with fixed seats (fastened to the floor)	60 (2.87)[a,k]

3. الأحمال البيئية: -

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

- أحمال الرياح (Wind Loads): -

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

- أحمال الثلوج (Snow Loads)): -

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

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

- أحمال الزلازل (Earthquake Loads):

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

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على النظام الديناميكي لتجنب الآثار الناتجة عن الزلازل مثل:

- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability)من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.
- الكود المستخدم هو الكود الامريكي (IBC2000).

[Ss =0.75], [S1= 0.375], [LONG PERIOD = 4], [SITE CLASS =A], [I=1.25]
[RESPONSE MOODIFICATIN R= 5], [OMEGA=2.5], [Cd=4]
[SDS=0.4], [SD1 = 0.2]

3.5 الإختبارات العملية: -

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

3.6 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

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

3.6.1 العقدات (Slaps): -

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

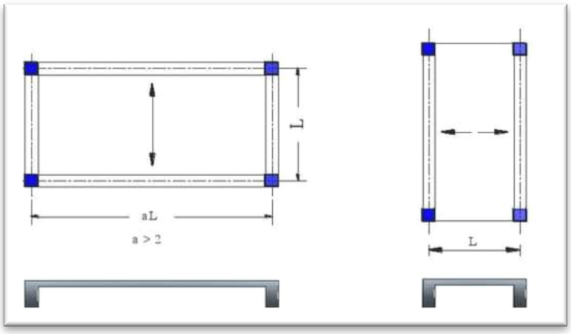
توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة، منها ما يلي

- البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى:
  - العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One-way Solid Slabs).
  - العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two-way solid slabs).
- البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى:
  - عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One-way ribbed slab) .
  - عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two-way ribbed slab).

♠ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

يتم استخدام طريقة الصب في الموقع عند تنفيذ البلاطات أحادية الاتجاه المحمولة على الكمرات بعد تركيب القوالب والشّدات المناسبة وتركيب التسليح، وأخيرًا يتم صب الخرسانة الطازجة في موقعها.

تعتبر البلاطات أحادية الاتجاه المحملة على الكمرات هي الأكثر ملاءمة للبحور التي تمتد من ٣ إلى ٦ أمتار، والحمل الحي من ٣ إلى ٥ كيلو نيوتن / م ٢ ونسبة الطول إلى العرض لا تقل عن ٢ وتكون محمولة على كمرتين أساسيتين. يمكن أيضًا استخدامها في البحور الأكبر بتكلفة أعلى نسبيًا وترخيم أعلى للبلاطة. بالإضافة إلى، هناك حاجة إلى شدات وقوالب لصب الكمرات الحاملة.

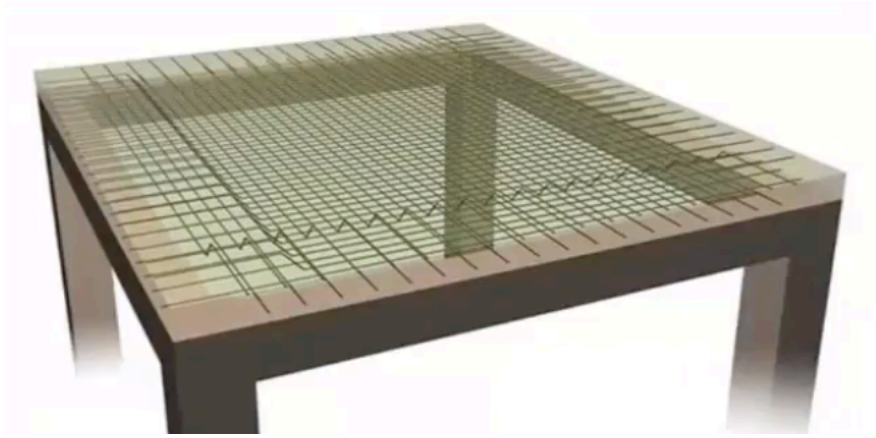


عقدة مصمتة ذات اتجاه واحد (Figure(3-2

♠ العقدات المصمتة ذات الإتجاهين (Two way solid slab) :

هي البلاطات التي يسير فيها الحمل في الإتجاهين معاً، ولذلك عند التسليح يجب وضع قضبان الحديد بالإتجاهين وعن طريق الحسابات نجد مواصفات وكميات حديد التسليح.

وتكون هذه البلاطات محمولة على أربع كمرات، أي من جميع جوانب البلاطة، وليست محمولة من جهتين فقط.

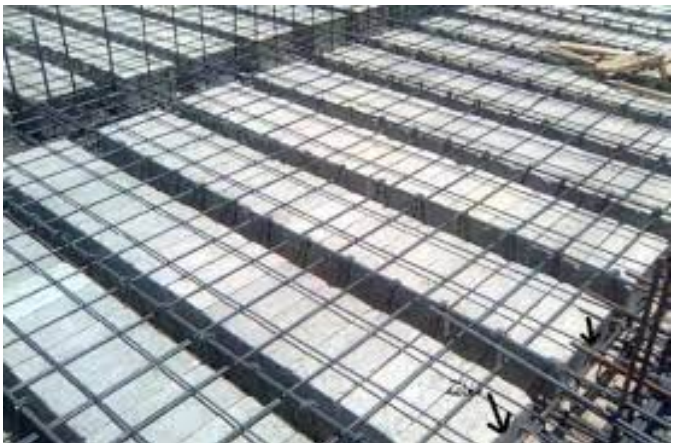


عقدة مصمتة ذات اتجاهين (Figure(3-3

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

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

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



عقدة عصب ذات اتجاه واحد (3-3)Figure

♠ عقدات الأعصاب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab)

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

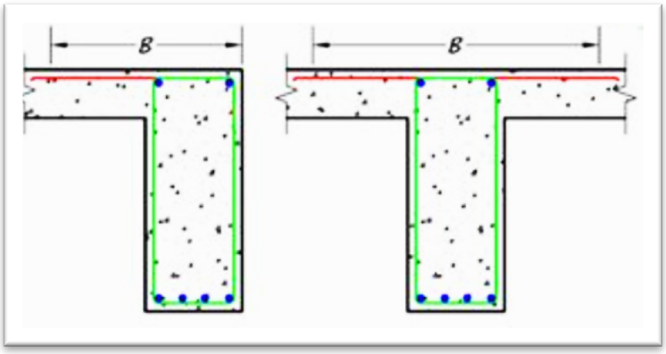
عقدة عصب ذات اتجاهين (4-3)Figure

3.6.2 الجسور (Beams):

هي عناصر انشائية اساسية، تقوم بنقل الاحمال من الاعصاب والعقدات المصمتة الى الاعمدة، وهي نوعان:

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

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



جسور ساقطة (3-5)Figure

3.6.3 الأعمدة (columns):

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

I. الأعمدة القصيرة (short column).
II. الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فالمشروع يحتوي نوع واحد من الأعمدة وهي المستطيلة والمربعة.

جسور ساقطة (3-6) Figure

3.6.4 الجدران (walls):

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وتم تحديد الجدران الحاملة في المبنى، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم.

أنواع الجدران الإنشائية:

- ◊ الجدران الحاملة (bearing walls) : -

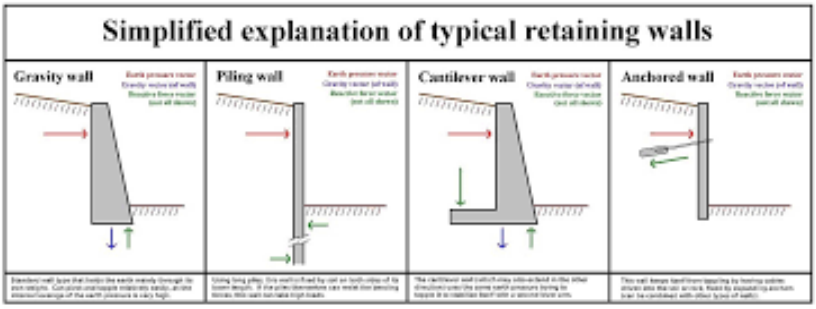
وهي التي تتحمل القوى والأوزان العمودية التي تُطبق عليها.

- ◊ الجدران الساندة أو الاستنادية(retaining walls) :-

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

- ◊ جدران القص(shear walls) : -

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



جدران إستنادية (3-6) Figure

3.6.5 الأساسات (Foundation) :

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

وهناك نوعين من الاساسات:

- ❖ **الاساس السطحي (Shallow Foundation):** وتكون قريبة من سطح الارض وهي على عدة انواع:
  - أساسات منفصلة (Isolated footing)
  - أساسات مزدوجة (Compound footing)
  - أساسات شريطية(Strip footing)

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

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

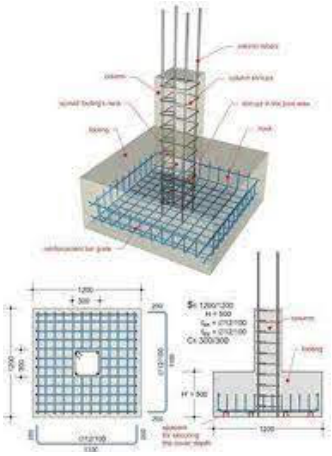


Figure (3-7) أساسات

3.6.5 أدراج (stairs) :

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

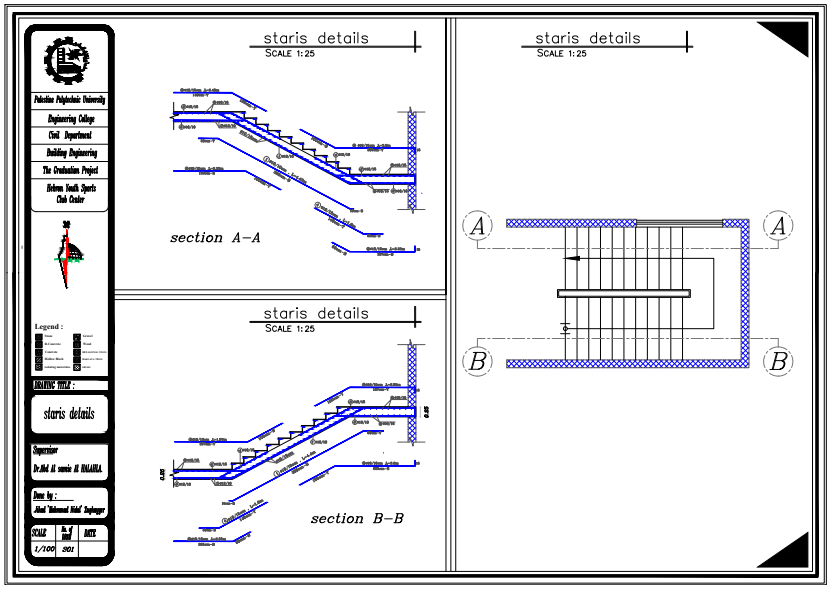


Figure (3-8) الأدراج

3.6.6 فاصل التمدد (Expansions Joints) :

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

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

- من 40 إل 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين.
- من 30 إل 35 م في المناطق الحارة.
- ويمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش والتمدد والزحف.

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

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4.1 Introduction

4.2 Design method and requirements

4.3 Factored loads

4.4 Determination of minimum thickness of structural members

4.5 Design of one-way ribbed slab

4.6 Design of Beams

4.7 Design of two-way ribbed slab

4.8 Design of Column (C1) in ribbed slab

4.9 Design of Isolated Footing (F1)

4.10 Design of Basement Wall

4.11 Design of Shear Wall

4.12 Design of Stairs

4.1 Introduction

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

4.2 Design method and requirements

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

Strength design method

- In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.
- This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting.
- The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.
- The strength design method is expressed by the following,

→ **Strength provided ≥ Strength required to carry factored loads.**

Material

- Reinforced Concrete: B300, $fc' = 24$ N/mm^2 (Mpa)
- Reinforcement Rebarrs: $fy = 420$ N/mm^2(Mpa)

Strength reduction factors (Ø).

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

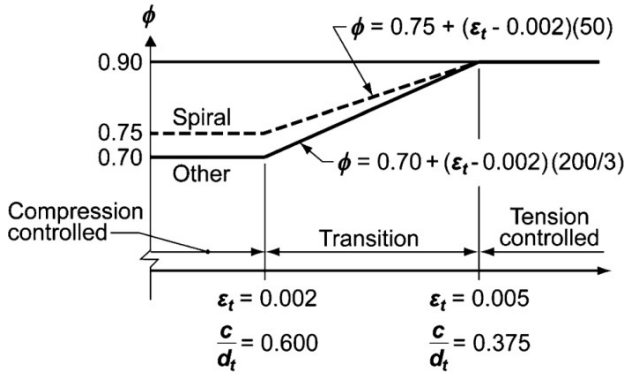


Fig. (4-1): Variation of Ø factor with net tensile strain (ACI 318)

4.3 Factored loads

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

Wu = 1. 2DL + 1. 6LL

Where;

Wu: Ultimate Load (kN).

DL: Dead Load (kN).

LL: Live Load (kN).

4.4 Determination of minimum thickness of structural members

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

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

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

For rib [4] basement floor:

$\frac{L}{21} = \frac{7}{21} = 33.33cm$ …For two-end continuous. (For rib)

Select Slab thickness **h=35cm** but we run it on safe and Atir and the deflection was ok.

4.5 Design of one-way ribbed slab

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

4.5.1: Design of topping:

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

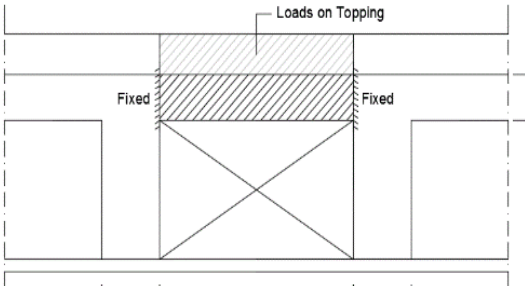


Figure (4- 2): System of topping

4.5.1.1: Calculation of Loads on Topping

Dead loads that act on Topping can be calculated as shown in the following table:
→ Dead Load For 1m strip:

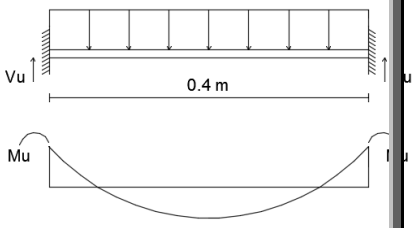
Table (4- 1): Dead Load Calculation for topping

No.	Material	Quality Density KN/m^3	DL (KN/m)
1	**Topping**	25	0.08×25 ×1= 2
2	**Sand**	17	0.07×17×1 = 1.19
3	**Mortar**	22	0.03×22×1 =0.66
4	**Tile**	23	0.03×23×1 =0.69
5	**partitions**	2.3*1=2.3	
6	$\sum$ = *6.84 KN/m*		

Live Load For 1m strip = 4.79 × **1 = 4.79 kN/m**

Factored load (W_u) = 1.2×DL+1.6×L

(W_u) = 1.2×6.84 + 1.6×4.79 = 15.8 kN/m. (Total Factored Load).



4.5.1.2: Analysis of topping

$$Vu = \frac{W_u \times L}{2} = \frac{15.8 \times 0.4}{2} = 3.16 \text{ kN}$$

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{15.8 * 0.4^2}{12} = 0.21 kN.m \ . \ control$$

4.5.1.3: Design Strength of topping

→ **Shear Design Strength:**

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

Φ. Vc = Φ × 0.11 × λ ×$\sqrt{Fc'}$ × bw × h

Φ. Vc = 0.55 × 0.11 × 1 × $\sqrt{24'}$ × 1000 × 80 = **25.87 kN > Vu → SAFE**

Moment Design Strength:

For Plain concrete section with "b = 1 m & h = 8 cm"

$$\emptyset M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{fc`} * b * \frac{h^2}{6}$$

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

$$\emptyset M_n(plane \ concrete) = 1.2 N.m > M_u max = 0.155 \ KN.m$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement: -

$$\rho_{min} = 0.0018$$

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

Number 0f Ø8 = $\frac{As_{req}}{As_{bar}} = \frac{144}{50.3} = 2.87$ → Spacing(S)=300mm

Step (s) is the smallest of: -

(1) $S \leq 380 \left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5 \times C_c \leq 300 \left(\frac{280}{fs}\right)$

$= 380 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y}\right) - 2.5 \times 20 \leq 300 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y}\right)$

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

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

(2) $S \leq 3 \times h = 3 \times 80 = 240$ mm ……. controlled.

(3) $S \leq 450$ mm.

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

∴Select mesh Ø8/20 cm in both directions.

4.5.2 Design of one way- ribbed slab (7)

Rib (R7) is selected to be designed , the following figure shows its location in basement floor

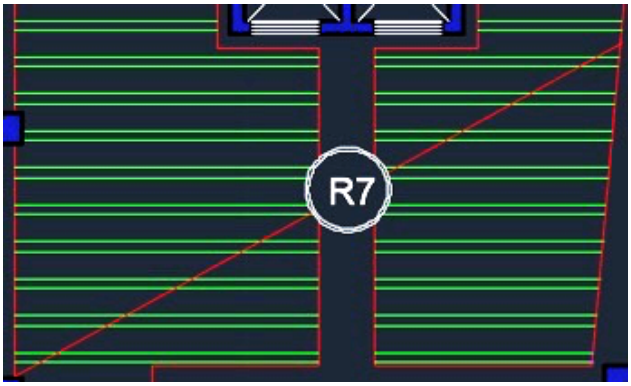


Fig. (4-3) Spans of rib (R-basement floor) location

4-5-2-1 Rib geometry

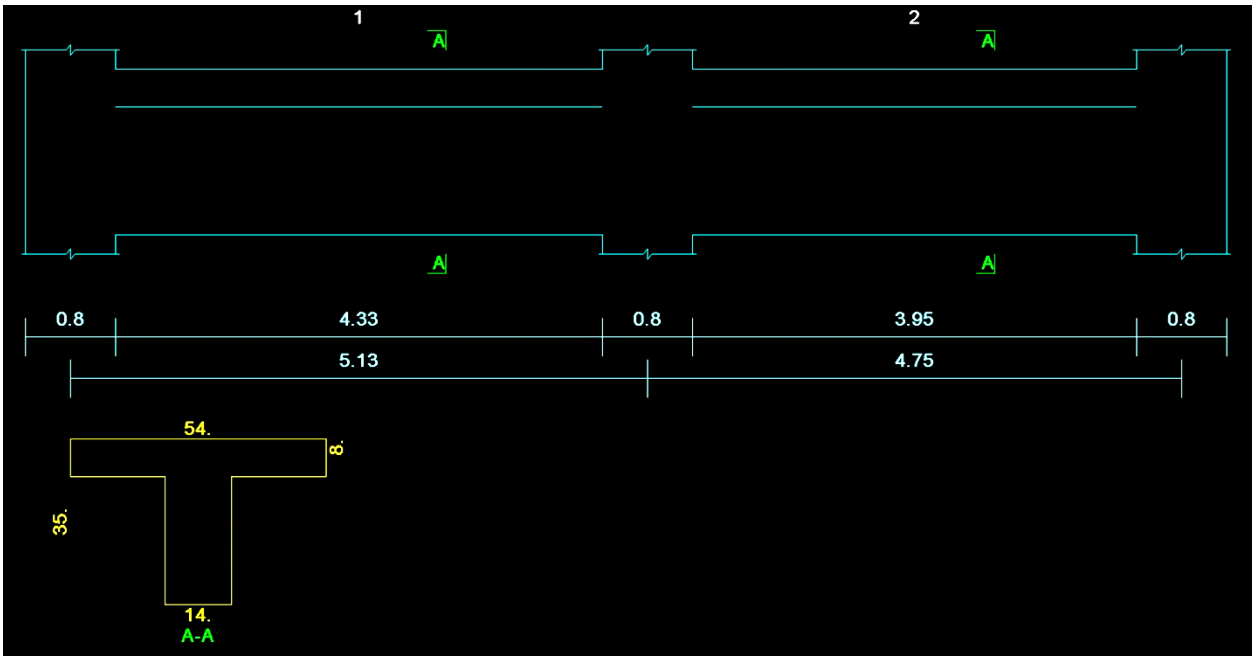


Figure (4- 4): geometry of rib (R7)

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

- Bw ≥ 10cm → select bw = **14 cm**
- h ≤ 3.5 bw = 3.5 × 14 = 49cm → select **h =35 cm**
- tf ≥ $\frac{Ln}{12}$ ≥ 50 mm → select **tf = 8cm**

4.5.2.2 Loads Calculation for Rib (R7)

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

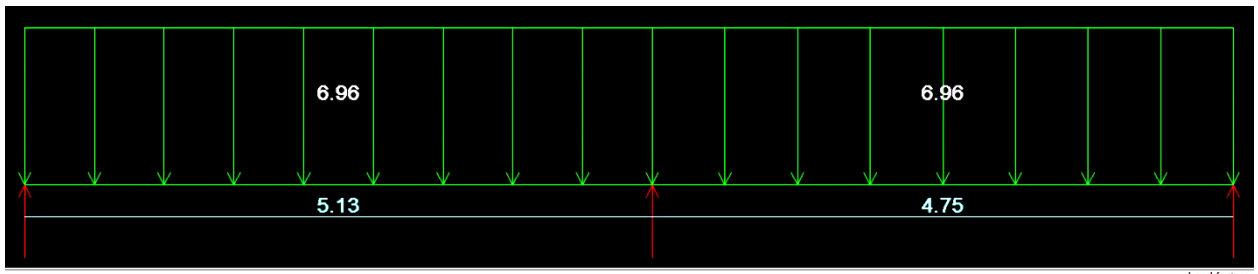
→ **Dead loads:**

Table (4- 2): Dead Load Calculation for rib (R7)

No.	Material	Quality Density (KN/m^3)	Dead Load (KN/m)
1	**Topping**	25	0.08×25 ×0.54 = 1.08
2	**Rib**	25	0.27×25×0.14 = 0.945
3	**Sand**	17	0.07×17×0.54 = 0.64
4	**Mortar**	22	0.03×22×0.54 = 0.356
5	**Block**	12	0.27×12×0.4 = 1.296
6	**Tile**	23	0.03×23×0.54 = 0.3726
7	**Plaster**	22	0.03×22×0.54 = 0.356
8	**Forceling**	1.25×0.54 = 0.675	
9	**partitions**	2.3×0.54=1.24	
∑ =6.966 KN/m			

Total Dead load = 6.966 kN/m / Rib

Total live load = 4.79×0.54=2.59 KN/m / Rib.



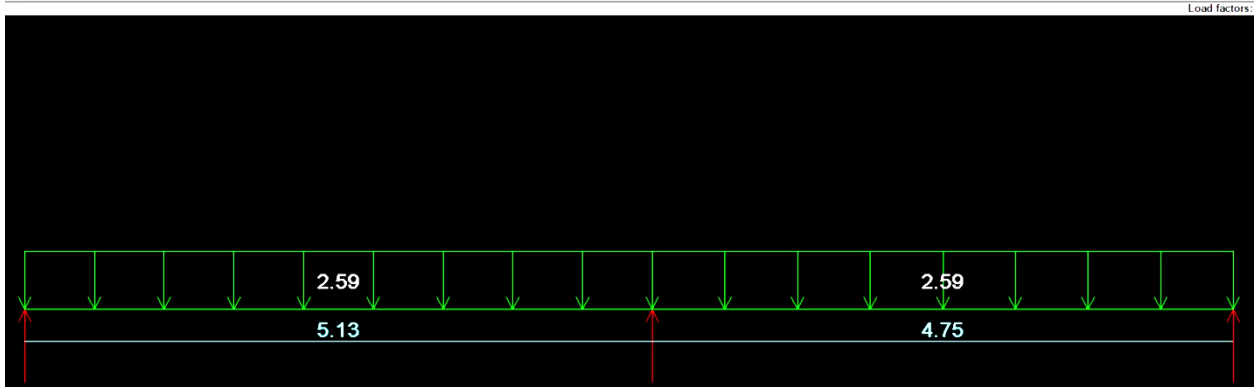


Figure (4- 5): service load of rib (R7) – [kN]

→ **Factored Load (W_u)** = 1.2×D.L + 1.6×L.L

WuD = 1.2× 6.966 = **8.36 kN/m/rib**

WuL = 1.6×2.59 = **4.14 kN/m/rib**

4.5.2.3Analysis

Figure (4-5) shows the shear and Moment envelope of the rib (R7) obtained from Atir

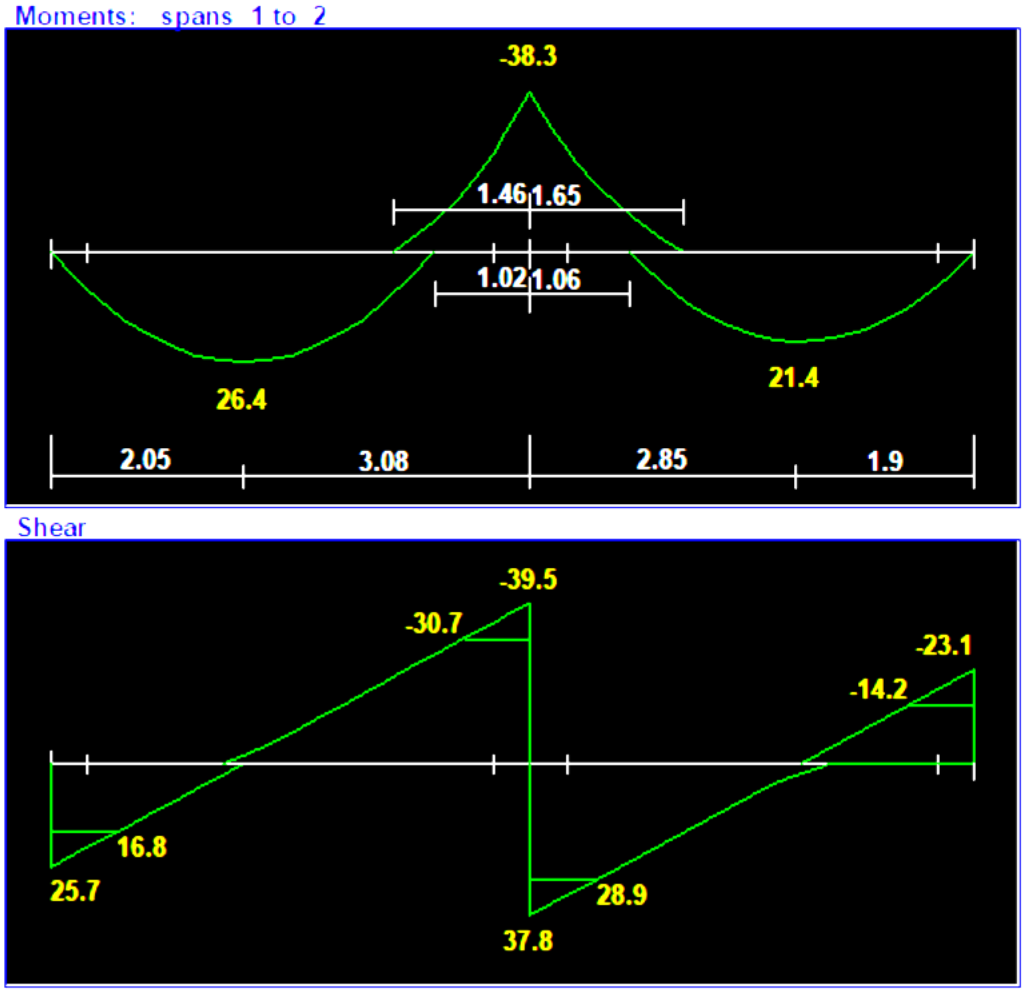


Figure (4- 5): Shear & Moment envelope of rib (R7) – [kN & KN.M]

4.5.2.4 Design of flexure of rib: -

4.5.2.4.1 Design of Positive Moment – Bottom Reinforcement

Check for chosen effective flange width (***be***):

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

$be \leq center\ to\ center\ span + b_w$= 400 +140 = 540 mm

……Controlled.

be ≤ Span clear /4 = 3950/4 = 987.5 mm.

be ≤ (16× t_f) + b_w = (16× 80) +140 =1420 mm.

→ ***be*** = 540 mm.

Design of positive moment $Mu^{(+)}$ = 26.4 kN.m (SPAN 1)

1- Check if (a ≤ t) or (a > t)

Assume a=t=8cm

Ø * Mn = Ø * C or T * (d – ½*t)

C = (0.85 * Fc' * t * ***be***)

Ø * Mn = Ø * C or T * (d – ½*t)

$= 0.9*0.85*24*80*550(245 - 80/2) * 10^{-6}$

=222.1 kN.m > $M_{u\ max}$ = 26.4KN.m.

∴ **a < t → Compression zone is in the flange**

2- Design as Rectangular Section with b=be

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{26.4*10^6}{0.9*540*315^2} = 0.54\ \text{MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.54*20.6}{420}}\right) = 0.0013$$

→$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.0013 \times 540 \times 315 = 221.1\ mm^2$.

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

$$= \frac{0.25*\sqrt{24}}{420} * 140 * 315 \geq \frac{1.4}{420} * 140 * 315$$

=128.6 mm^2 < 147 mm^2…… Larger value is control.

$\rightarrow As_{min} = 147\ mm^2 < As_{req} = 221.1 mm^2$.

$As = 221.1\ mm^2$

Select 2 Ø14 with $As_{prov} = 307.8 mm^2 > As_{req} = 221.1\ mm^2$ ... OK.

∴ **Use 2 Ø14**

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

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

$307.8 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 540 \times a$

$a = 11.73$ mm

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.73}{0.85} = 13.8$ mm

$d = 315$mm

$\varepsilon_s = \frac{315-13.8}{13.8} * 0.003$

$= 0.065 > 0.005$ (tension control section).

∴ Ø =0.9 .... OK.

2-Design of positive moment $Mu^{(+)} = 21.4$ KN.m (SPAN 2)

1- Check if (a ≤ t) or (a > t)

Assume a = t = 8cm

$Ø\ Mu = 0.9*0.85*24*80*540(315 - 80/2) * 10^{-6}$

$Ø\ Mu = 222.1$ kN.m > $M_{u\ max} = 21.4$KN.m.

∴ **a < t → Compression zone is in the flange**

2- Design as Rectangular Section with b=bE

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{21.4*10^6}{0.9*540*315^2} = 0.443$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.443*20.6}{420}}\right) = 0.00106$

$\rightarrow As_{req} = \rho \times b \times d = 0.00106 \times 540 \times 315 = 180.306\ mm^2$.

$\rightarrow As_{min} = \frac{0.25*\sqrt{24}}{420} * 140 * 315 \geq \frac{1.4}{420} * 140 * 315$

$= 128.6\ mm^2 < 147\ mm^2$..... Larger value is control.

→As_{min}= 147 mm^2 < As_{req} = 180.306 mm^2.

As = 180.306 mm^2

Select 2 Ø14 with Asprov = 307.8mm^2 >As_{req} = 180.306 mm^2 ... OK.

∴ **Use 2 Ø14**

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

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

$307.8 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 540 \times a$

a = 11.7 mm < 80 mm ➔ rectangular section.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.7}{0.85} = 13.8$ mm * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→

$\beta_1 = 0.85$

d= 315 mm

$\varepsilon_s = \frac{315-13.8}{13.8} * 0.003$

= 0.065 > 0.005 (tension control section).

∴ Ø =0.9 .... OK.

4-5-3-4-1-2 Design of Negative moment for support (B)

(Compression zone in web ⇒ design as rectangular RC section)

$Mu^{(-)}$ **= -38.3 KN.m**

$d = 350 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 315mm.$

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{38.3*10^6}{0.9*140*315^2} = 3.06$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.06*20.6}{420}}\right) = 0.0079.$

→$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.0079 \times 140 \times 315 = 348.39$ mm^2.

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

$= \frac{0.25*\sqrt{24}}{420} * 140 * 315 \geq \frac{1.4}{420} * 140 * 315$

$=128.6\ mm^2 < 147\ mm^2$…… Larger value is control.

$\rightarrow As_{min} = 147\ mm^2 < As_{req} = 348.39 mm^2$.

$As = 348.39\ mm^2$

Select 2 Ø16 with $As_{prov} = 402.2\ mm^2 > As_{req} = 348.39\ mm^2$ ... OK.

∴ **Use 2 Ø 16**

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

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

$348.39 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 540 \times a$

a = 13.28 mm < 80 mm ➔ rectangular section.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13.28}{0.85} = 15.6$ mm * Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa→ β_1 =0.85

d= 315 mm

$\varepsilon_s = \frac{315-15.6}{15.6} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.057 > 0.005$ (tension control section).

∴ Ø =0.9 .... OK.

4.6 Design of Beams:

4.6.1 Design of Beam (B3):

Beam (B3) is selected to be designed, the following figure shows :

4.6.1.1 Load Calculation for beam

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

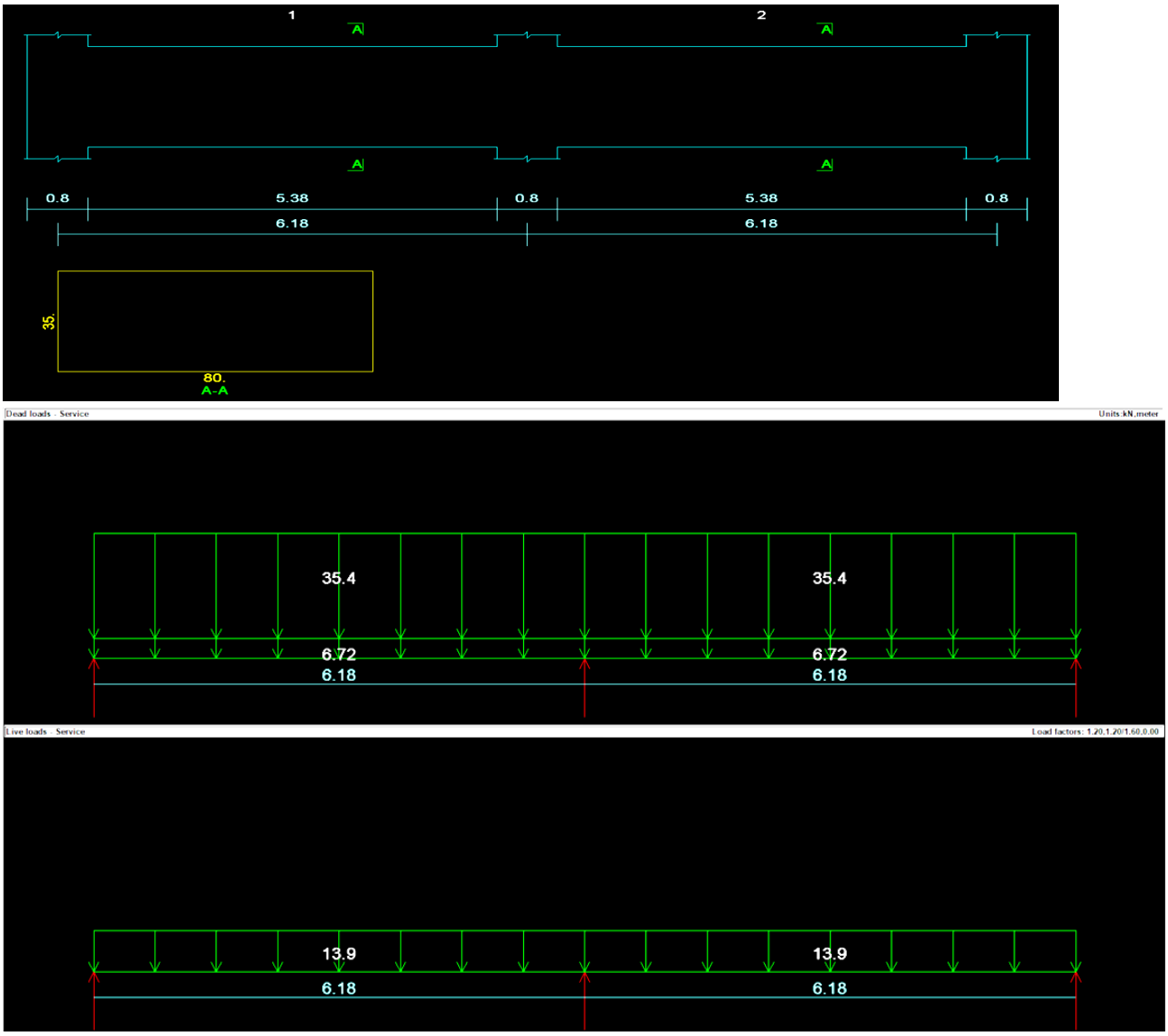


Figure: Beam B(3) Geometry and loads

Calculation of Loads that acts on beam B (3):

1. Own weight of the beam:
   Weight = Sectional Area × $\gamma_{concrete}$
   = 0.8*0.35*25 = 6.72 KN/m

2. Reactions of ribs that acting on it.
   The following table shows calculation of loads that act on B3 from ribs.

Rib (R1)	
Qu D (kN/m)	(19.16/0.54) = 35.48
Qu L (kN/m)	(7.2/0.54) = 13.9

4.6.1.2 Design of beam (B3) for Flexure

The following figure shows moment envelope resulted from analysis of beam (B3) using Atir 2018 Software

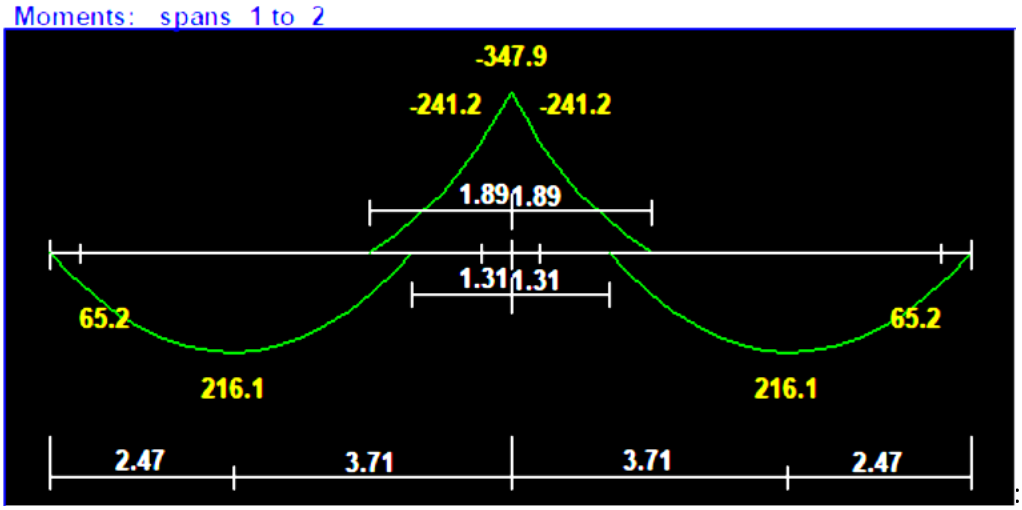


Figure : moment for b(3)

4.6.1.2.1 Design of Negative Moment – Top Reinforcement

⇒ **Design of negative moment Mu- = 241.2 kN.m @ support (2)**

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

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

d = 350 – 40 -10 – 20\2 = 290 mm

Mn req = $\frac{Mu}{\emptyset}$, Take $\emptyset$ = 0.9 for flexure as tension-controlled section.

Mn req = $\frac{241.2}{0.9}$ = 268 kN.m

$$Rn = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{268 \times 10^6}{800 \times 290^2} = 3.98Mpa$$

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

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times3.98}{420}}\right)=0.0106$$

But: $\rho max = 0.85 * \frac{Fc'}{Fy} * \beta1 * \frac{3}{7} = 0.85 * \frac{24}{420} * 0.85 * \frac{3}{7} = 0.01769$

$\therefore$ $\rho req < \rho max$ … Design the section as singly reinforced concrete section

2-Design the section as singly reinforced concrete section:

Assume rectangular & tension control section.

$A_s = \rho.b.d = 0.0106\times800\times290 = 2459.2\ mm^2$

$\therefore$ **Select 8Ø20 with As = 2513.6 mm².**

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

As (min) = $0.25 * \frac{\sqrt{Fc'}}{Fy} * bw * d = 676.52$

Not less than:

As (min) = $\frac{1.4}{Fy} * bw * d = 773.33\ mm^2$

As =2513.6 mm² > As, min = 773.33 mm² … (OK)

4- Check Strain for Ø and As, max

C=T

0.85*Fc'*a*b=As *Fy

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{2513.6\times420}{0.85\times800\times24} = 64.68\ mm$

$c = \frac{a}{B_1} = \frac{64.68}{0.85} = 76.09\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{290-76.09}{76.09}\right) = 0.0085 > 0.005 \qquad 0k$$

5- Check for spacing

S= $\frac{800-2(40)-2(10)-8(20)}{7}$ = 77.14 mm > 25 mm … (OK)

> db=20mm … (OK)

4.6.1.2.2 Design of Positive Moment – Bottom Reinforcement

⇒Design of span [1 & 2] Max Mu+ = 216.1 kN.m

Since Mu =216.1 kN.m < max Mu @ support 1, which was designed as singly reinforced section, then also this section must be designed as singly reinforced concrete section.

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{216.1 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 290^2} = 3.56\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.56}{420}}\right) = 0.00938$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00938 \times 800 \times 290 = 2176.858\ mm^2 > A_{smin} = 773.33\ mm^2$ … (OK)

∴ **Select 7Ø20 with As = 2199.4 mm²**

Check Strain for Ø and As, max

C=T

0.85*Fc'*a*b=As *Fy

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\ f_c'} = \frac{2199.4 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 56.6mm$$

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{56.6}{0.85} = 66.59\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{290 - 66.59}{66.59}\right) = 0.01 > 0.005 \qquad 0k$$

Check for spacing

$$S = \frac{800 - 2(40) - 2(10) - 7(20)}{6} = 93.3\ mm > 25\ mm$$ … (OK)

> db=20mm … (OK)

4.6.1.3 Design Beam B (3) for Shear

The following figure shows shear force envelope resulted from analysis of beam (B3)

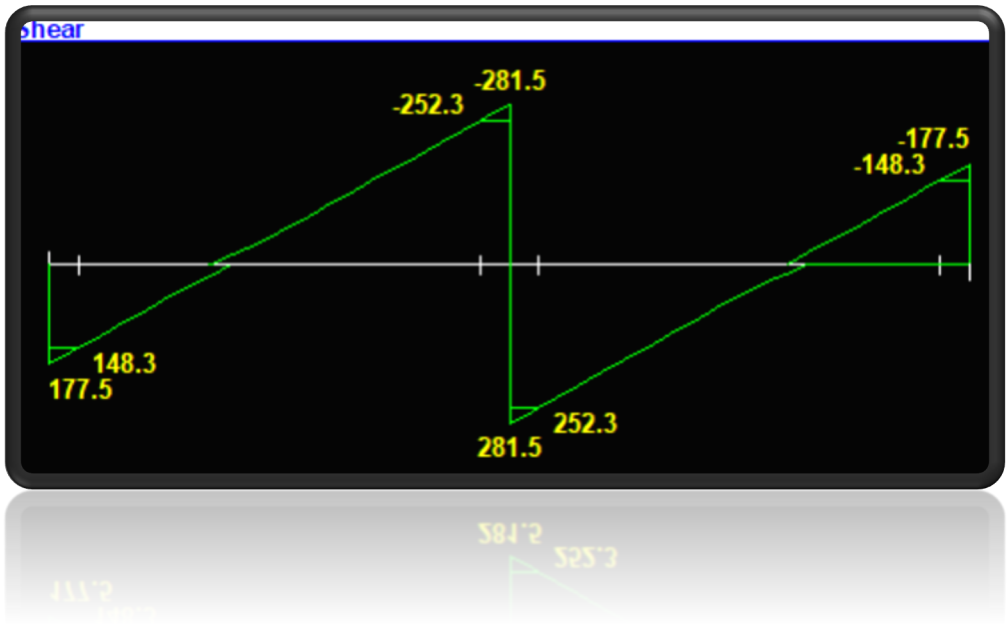


Figure: shear for beam (3) using Atir 2018 Software:

The following are steps of shear force design:

The maximum shear force at the distance d from the face of support, Vu = 252.3 KN

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

$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 290 * 10^{-3} = 189.42$ KN

$\phi V_c = 0.75 * 189.42 = 142.07$ KN

Case1: $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$

$252.3 > \frac{142.07}{2} = 71.035$KN ∴ Case (1) is NOT satisfied

Case2: $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

$71.03 < 252.3 \leq 142.07$ ∴ Case (2) is NOT satisfied

Case3:

Check for section dimensions:

$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C \rightarrow \frac{252.3}{0.75} - 189.42 = 146.98$ KN

$V_{S\,max} = \frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f_c'} * b_w * d \rightarrow \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 800 * 290 * 10^{-3} =$ 568.28 KN

$V_S' = \frac{VS\,max}{2} \rightarrow 568.28/2 = 284.14$ KN

$V_S < V_{S\,max} \rightarrow$ the section is large enough

If $V_s < V_S' \rightarrow$ $S_{max} \leq d/2 = 290/2 = 145$ mm - control or $S_{max} \leq$ 600mm

Check for $V_{S\,min}$:

$$Vs_{min} = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 800 * 290 * 10^{-3} = 71.03\ KN$$

or

$$Vs_{min} = \frac{1}{3} * 800 * 290 * 10^{-3} = 77.33\ KN \ldots control.$$

$\phi Vc < Vu < \emptyset(Vc + Vs_{min})$

142.07 KN < 252.3 KN < 0.75*(189.42 +77.33) = 200.06 KN …Not OK

Case4:

$$\emptyset(Vc + Vs_{min}) < V_U \leq \emptyset(Vc + Vs_{\max})$$

$0.75 * (189.42 + 77.33)$ KN < 252.3 KN $\leq 0.75 * (189.42 + 284.14)$ KN

$200.06 < 252.3 \leq 355.17$ … OK → Try 4 legs Φ8

$\frac{A_{V,}}{S} = \frac{V_s}{fyt*d} \rightarrow S = \frac{201.9*420*290}{146.98*1000} = 167.311$mm

$S_{max} \leq d/2 = 290/2 = 145$ mm - control or $S_{max} \leq 600$mm

4 legs Φ8 @ 75 mm

4.7 Design of two-way ribbed slab: -

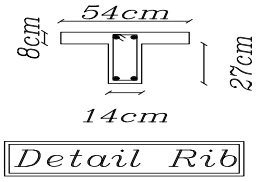
1. Approximate method:

Approximate value of minimum(h) according to ACI

Minimum (h) ≥ (Maximum clear perimeter/180)

Minimum (h) ≥ (2*6.675+2*7.075)/180=15.277 cm

Select (h=32 cm) > minimum (h): [8cm Topping+27cm Block]



2-accurate method:

All exterior and interior beams have a rectangular section of 120 width and 35 cm depth:

$$\text{I for beam} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$\text{I for beam} = \frac{120 * 35^3}{12}$$

$=428750cm^4$

The moment of inertia for the ribbed slab:

Be =52cm was defined in one-way ribbed slab

$$yc = \frac{40 * 8 * 4 + 35 * 14 * 17.5}{40 * 8 + 35 * 14}$$

=12.167cm

$$\text{I for rib} = \frac{52 * 12.167^3}{3} - \frac{40 * 4.167^3}{3} + \frac{14 * 22.833^3}{3}$$

$=85806.73cm^4$

-slab section for exterior beam:

Short direction: L=6.675m =667.5cm

$$Is = \frac{Irib * (\frac{l}{2} + bw)}{bf}$$

$$Is = \frac{85806.73 * (\frac{667.5}{2} + 120)}{54}$$

$=721014.88cm^4$

Long direction L=7.075m=707.5cm

$$Is = \frac{85806.73 * (\frac{707.5}{2} + 120)}{54}$$

$= 752795.15\ cm^4$

-slab section for interior beam:

Short direction l_{right}= 6.675m l_{left} =5.73m

$$Is = \frac{Irib * (\frac{Iright}{2} + \frac{Ileft}{2} + bw)}{bf}$$

$$Is = \frac{85806.73 * (\frac{667.5}{2} + \frac{573}{2} + 120)}{54}$$

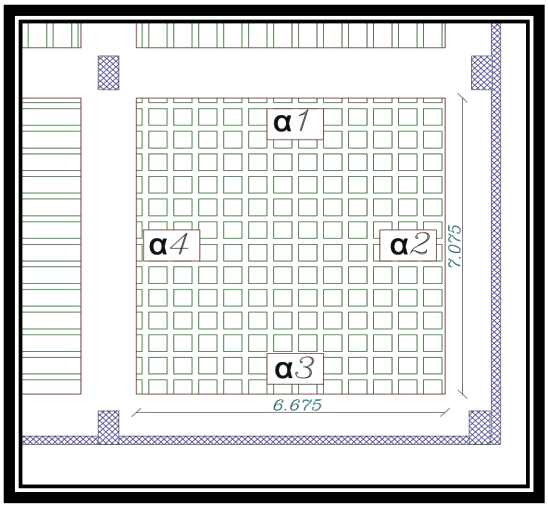
$=1176267.257\ cm^4$

Long direction l_{right}= 7.075m l_{left} =3.6m

$$Is = \frac{Irib * (\frac{Iright}{2} + \frac{Ileft}{2} + bw)}{bf}$$

$$Is = \frac{85806.73 * (\frac{707.5}{2} + \frac{360}{2} + 120)}{54}$$

$=1038817.58cm^4$



$$\alpha = \frac{Ib}{Is}$$

α1=428750/1038817.58=0.41

α2=428750/721014.88=0.59

α3=428750/752795.15 =0.57

α4=428750/1176267.257 =0.36

αfm = (0.41+0.59+0.57+0.36)/4

= 0.483 < 2.0 the minimum slab thickness will be:

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha fm - 0.2)}$$

$$h = \frac{7075*\left(0.8+\frac{420}{1400}\right)}{36+5*1.06(0.483-0.2)} = 207.533mm > 125mm$$

- NOTE: β= Long direction / Short direction
- β=7.075/6.675=1.06

→ First trial thickness h=350mm >207.533mm _ok

→ Take slab thickness h_{slab} = 350mm [80mm topping ,270mm concrete block]

3. Load calculation:

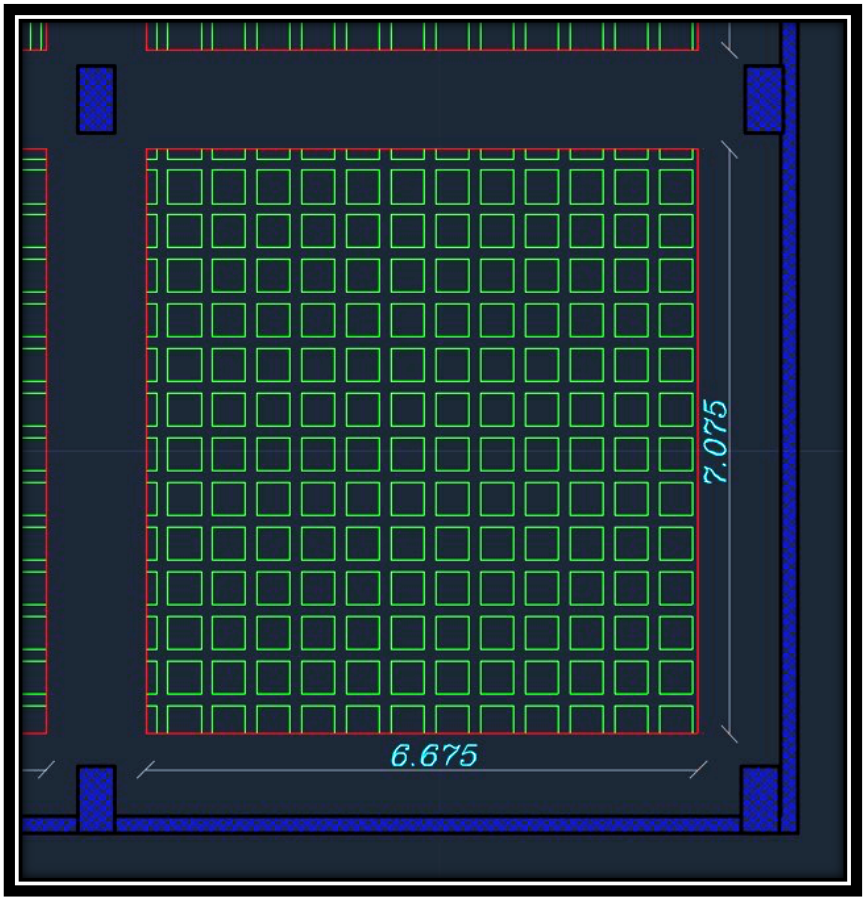
No.	Material	Quality Density (KN /m^3)	Dead Load (KN)
1	**Topping**	25	0.08×25 ×0.54×0.54 = 0.58
2	**Rib**	25	0.27×25×0.14 × (0.54+0.4) = 0.89
3	**Sand**	17	0.07×17×0.54×0.54 = 0.35
4	**Mortar**	22	0.03×22×0.54×0.54 = 0.19
5	**Block**	12	0.27×12×0.4×0.4 = 0.52
6	**Tile**	23	0.03×23×0.54×0.54 = 0.2
7	**Plaster**	22	0.03×22×0.54×0.54 = 0.19
8	**Forecalling**	1.25×0.54×0.54 =0.36	
9	**partitions**	2.3×0.54×0.54=0.67	
∑ = 3.76 KN			

- dead load of slab:
  - DL=12.9 KN/m^2

- Live load of slab:
  - LL=4.79 KN/m^2

→ W=1.2*12.9 +1.6*4.79 =23.144 KN/m^2

4. Design of bending moment:



➔ Ma, rib = Ca*w*La^2 *bf.

➔ Mb, rib = Cb*w*La^2 *bf.

- Note: Ratio m=La/Lb = 6.675/7.075 = 0.94

- Ma, pos, DL= 0.0306*15.48*6.675^2 *0.54 =11. 4 KN.m/rib
- Mb, pos, DL= 0.0236*15.48*7.075^2 *0.54 = 9.87 KN.m/rib
- Ma, pos, LL= 0.0358 * 7.7 * 6.675^2 *0.54 =6. 60 KN.m/rib
- Mb, pos, LL= 0.0284* 7.7 * 7.075^2 *0.54 =5. 88 KN.m/rib

- Ma, pos =11. 4 + 6. 60 =18 KN.m/ rib
- Mb, pos =9.87 + 5. 88 =15.75 KN.m/ rib

- Ma, neg = 0.056*23.144*6.675^2*0.54=31. 18KN.m/m
- Mb, neg =0.044*23.144*7.705^2*0.54=27. 52KN.m/m

Design of negative moments: -

Mu = 31. 18KN.m

Mn = $\frac{Mu}{\emptyset}$

= 31.18 / 0.9 = 34. 64KN.m

- Assume bar diameter Ø16 for main reinforcement
  - d = 350- 20 -8-16/2 = 314 mm.

$$Kn = \frac{M_n}{b*d^2}$$

$= 34.64*10^6/ (140*314^{2)}$

= 2.51 Mpa

$$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'}$$

= 420 / (0.85*24)

=20.58

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.51*20.6}{420}}\right) = 0.0064$$

As = 0.0064*140*314=281.34mm^2

Check of As min:

As, min= 0.25*(√fc'/ fy) * bw* d __ As, min= 1.4 / fy *bw*d

128mm^2__146.53mm^2 …… control

→As min = 146.53 mm^2 < As req = 281.34 mm^2 ∴ As = 281.34 mm^2 ….. control

2Φ16 = 402 mm^2 > As, req = 281.34 mm^2 …. OK

∴ Use 2 Φ16

Check for strain: (εs ≥ 0.005)

Tension = Compression

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{402\times420}{0.85\times140\times24} = 59.11mm$

$c = \frac{a}{B_1} = \frac{59.11}{0.85} = 69.55\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314-69.55}{69.55}\right) = 0.01 > 0.005 \qquad 0k$$

ϕ =0.9

Design of positive moments: -

Mu = 15.75.m

$Mn = \frac{Mu}{\emptyset}$

= 15.75 / 0.9 = 17. 5KN.m

- Assume bar diameter Ø16 for main reinforcement
  - d = 350- 20 -8-16/2 = 314 mm.

$$Kn = \frac{M_n}{b*d^2}$$

$= 17.5*10^6/ (540*314^{2)}$

= 0.33Mpa

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

= 420 / (0.85*24)

=20.58

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.33*20.6}{420}}\right) = 0.0008$$

As = 0.0008*540*314 = 135.65 mm^2

Check of As, min:

As, min= 0.25*(√fc'/ fy) * bw* d __ As, min= 1.4 / fy *bw*d

128mm^2__146.53mm^2 …… control

→As min = 146.53 mm^2 > As req = 135.65 mm^2 ∴ As = 146.53 mm^2 ….. control

2Φ12 = 262.2 mm^2 > As, req = 146.53 mm^2 …. OK

∴ Use 2 Φ12

Check for strain: (εs ≥ 0.005)

Tension = Compression

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f'_c} = \frac{262.22\times420}{0.85\times540\times24} = 10\ mm$

$c = \frac{a}{B_1} = \frac{10}{0.85} = 11.76\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314-11.76}{11.76}\right) = 0.077 > 0.005 \qquad 0k$$

ϕ =0.9

Design of shear:

Wa= 0.55

The total load on the panel being = (6.675*7.075*23.144 = 1093 KN)

The load per rib at the face of long beam is (0.55*1093*.54 / (2*7.705) =21.06KN)

Vud =Vu, face -Wu * bf * d = 21.06-23.144*0.54*0.314 = 17.14 KN

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

$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 140 * 314 * 10^{-3} = 35.9$ KN

ϕVc = 0.75 * 35.9= 27 KN

Case1: Vu ≤ (ϕVc)/2

17.14 < 27/2 =13. 5 ∴ Case (1) is Not satisfied

Case2: $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

13.5< 17.14 ≤ 27 ∴ Case (2) is satisfied

∴no shear reinforcement is required

Use ϕ8/15cm for montage.

4.8: Design of Column (C1) in ribbed slab

4.8.1 Calculation of Loads act on Column (C1)

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

Material:

Concrete B300	Fc' = 24Mpa
Reinforcement Steel	Fy = 420Mpa
$\emptyset$ steel $= 12$ mm	$\emptyset$ stirrup $= 10$ mm
Cover $= 40$ mm	

Loads acting on column (C1) are as follows:

Dead Load = 1000 kN

Live Load =300 kN

Factored loads (Pu) = 1.4 DL = 1.4 x 1000 = 1400 kN.

OR **(Pu)** = 1.2 DL + 1.6 LL = 1.2 x 1000+ 1.6 x 300 = **1680 kN** << Cont.

Calculation of Required Dimension of Column (C2)

Total load Pu =1680 kN

Pn = 1680 / (0.65) = 2585 kN

Assume $\rho g = 1.0$ %

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

$2585 * 10^{-3} = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.01 * (420 - 0.85 * 24)]$

$Ag = 1325\ cm^2$

∴**Select 45*45cm with Ag = 2025 cm².**

- **Check Slenderness Effect:**

For braced system if $\lambda \leq 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$, then column is classified as short column and slenderness effect shall not be considered.

$$\lambda = \frac{Klu}{r}$$

Where:

Lu: Actual unsupported (unbraced) length = 3.2 m

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

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

System about X

$$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 3.2}{0.3 * 0.45} = 23.7$$

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

$\lambda = 23.7 > 22$ ∴ long about X .

System about Y

$$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 3.2}{0.3 * 0.45} = 23.7$$

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

$\lambda = 23.7 > 22$ ∴ long about Y.

Bresler equation:

$$\frac{1}{\mathrm{Pn}} = \frac{1}{\mathrm{Pn_x}} + \frac{1}{\mathrm{Pn_y}} + \frac{1}{\mathrm{Po}}$$

$\mathrm{Pn_x} = \mathrm{Pn}$ For short column without any eccentricity $= \mathrm{Po}$

$$\frac{1}{\mathrm{Pn}} = \frac{1}{\mathrm{Po}} + \frac{1}{\mathrm{Pn_y}} - \frac{1}{\mathrm{Po}} = \frac{1}{\mathrm{Pn_y}}$$

Nominal axial strength column $\mathrm{Pn} = \mathrm{Pn_y}$ in $\mathrm{e_y}$ direction (long)

Minimum Eccentricity (min e):

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

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

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

Magnification Factor (δ_{ns}):

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

$$\mathrm{cm} = 0.6 + 0.4 * \left(\frac{\mathrm{M1}}{\mathrm{M2}}\right) \geq 0.4$$

$$\mathrm{cm} = 0.6 + 0.4 * (1) = 1.0$$

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

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

$$B_{dns}=\frac{1.2\times 1000}{1680}=0.71$$

$$E*I=\frac{0.4\times 4700\times\sqrt{24}\times 0.45\times\frac{0.45^3}{12}}{1+0.71}=18.4\ \text{kN/m}^2$$

$$Pcr=\frac{\pi^2\times 18.4*1000}{(1\times 3.2)^2}=17734.45\ \text{KN}$$

$$\delta_{ns}=\frac{1.0}{1-\left(\frac{1680}{0.75\times 17734.45}\right)}=1.145\geq 1.0\ \text{ and }\ \leq 1.4$$

$$e_y=\delta_{ns}\times \min e=1.145\times 28.5=32.6\ \text{mm}$$

Interaction Diagram:

$$e_y=32.6\ \text{mm}\quad ,\quad h=450\ \text{mm}$$

$$\frac{e_y}{h}=\frac{32.6}{450}=\ 0.072$$

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

From Charts:

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

$$\frac{\emptyset\times Pn}{Ag}=\frac{Pu}{Ag}\ ,\ \frac{1680\times\ 10^3}{450\times 450}\times\frac{145}{1000}=1.2\ \text{Ksi}$$

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

Select the reinforcement

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

$As_{req}=\rho\times Ag=0.01\times 45\times 45=20.25\ \text{cm}^2$ → select **18Ø 12**

With $As_{prov}=20.358\ \text{cm}^2$

Check spacing between the bars:

$$S = \frac{450-2*40-2*10-6*12}{5} = 55.6\ mm$$

$$S = 55.6 \text{ mm} \geq 40mm$$

$$\geq 1.5db = 18\ mm$$

Design of the Stirrups:

b = 45 cm, h = 45 cm

a) Lap splice at the foot of column:

Try 100% - lap splice (18 Ø 12 with 18 Ø 12)

$\rho = AS\ (36 * 1.131)/(45 * 45) = 2.01\ \% < 8\ \%$ ... OK

Closely spaced stirrups: S smallest of

1- 48*dbs. = 48*10 = 480 mm

2- 16*db. = 16*12 =192 mm ... $control$ → **Selected S = 15 cm**

3- The least dimension of the column = 450 mm

b) At end support and below:

X= max (Ldc OR b) + cover – (h slab or beam)

Ldc = (0.24*420*12)/ (1*$\sqrt{24}$) = 246.9mm > 200 mm ... OK

→ b > Ldc → 45 cm > 246.9 cm

X= (45) + 2 – (35) = 12 cm

X > 0.5 h → 12 cm > (0.5*35) = 17.5 cm ... not OK

X< 2 h column →12 cm < 70 cm ... OK → **Selected X = 45 cm**

e = 8 cm → control #NO of Stirrups = 45/8 +1 = 7

→ **Selected 7 Ø10/8 cm**

c) along lap splice or above:

Fy = 420Mpa, Fc = 24Mpa.

Lsc = 0.071 *420*12 = 357.84 mm > 300 mm

Selected Lsc = 100 cm with e = 10 cm → **Selected 10 Ø10/10 cm**

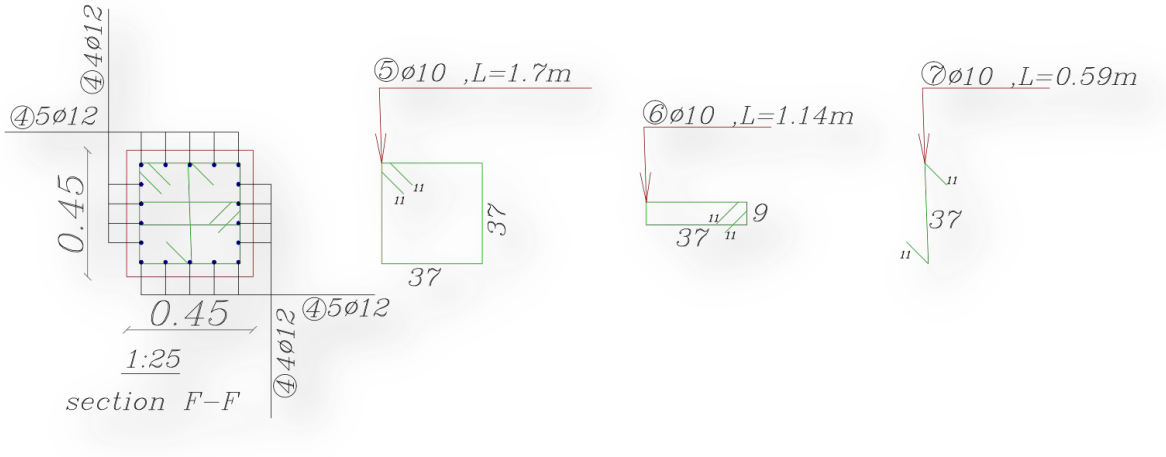


Figure: section for Colum.

4.9 Design of Isolated Footing (F1)

Loads that act on footing (F1) are:

- PD =1000 kN, PL = 300 kN → Pu(factored) = 1.2 * 1000 + 1.6*300 = 1680 kN
  → Pu(service) = 1000 + 300 = 1300 kN

The following parameters are used in design:

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

4-12-1: Determination of footing dimension (a)

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

→ Assume h = 50cm

→ $\sigma_{b(allow)net} = 400 - 25*0.5 - 18*0.7 = 375 kN/m^2$

→ $\sigma_{bu(allow.net)} = 1.4* 375 = 525 kN/m^2$

→ $\sigma_{bu} = {}^{Pu}/_{Areq}$

$\therefore\ {}^{1300}/_{a^2} = 375 kN/m^2$ → **a=1.86m → Select a=1.9m**

→ $Bearing\ Pressure\ \sigma bu = {}^{Pu}/_{A} = \frac{1680}{1.9*1.9} = 465.4\ kN/m^2 \leq 525\ kN/m^2$ **…. (SAFE)**

4-12-2: Determination of footing depth (h)

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

4-12-3: Design of one-way shear

→ $d = h - cover - \emptyset = 500 - 100 - 12 = 390\ mm$
→ Vu at distance d from the face of column:
Vu = $FRB = \sigma bu \times 0.335 \times b$
$= 465.4 \times 0.335 \times 1.9 = 296.2\ kN$
→ $\emptyset * Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{Fc'} * b * d$
→ $= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1900 * 390 = 453.77$ kN >Vu
∴ **h = 50 cm is correct ✓**

4-12-4: Design of Punching (two-way shear)

→ $d = 390\ mm$
→ $b_o = 4 \times 840 = 3360$ mm
→ Bc = 1
→ αs = 40 (interior column)

Vu = 1680 – (465.4*0.84*0.84) = **1351.6 kN**

Ø×Vc is the smallest of:

1. $Vc = \left(2 + \frac{4}{Bc}\right) \times \frac{\sqrt{fc'}}{12} \times b_o \times d$
$= \left(2 + \frac{4}{1}\right) \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 3360 \times 390$
$= 3209.8$ kN

2. $Vc = \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \frac{\sqrt{fc'}}{12} \times b_o \times d$
$= \left(\frac{40 \times 390}{3360} + 2\right) \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 3360 \times 390$
$= 3553.7$ kN

3. $Vc = 4 \times \frac{\sqrt{fc'}}{12} \times b_o \times d$
$= 4 \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 3360 \times 390 =$ **2139.87 kN .. ≺cont.**

- Ø×Vc = 0.75×2139.87=**1604.9** kN > Vu =**1351.6** kN

  ∴ **h = 50 cm is correct ✓**

4-12-5Design of Reinforcement

Mu = 465.4*0.725*1.9*(0.725/2) = 232.4 kN.m

- $m = \frac{Fy}{0.85*Fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$
- Mn = 232.4 /0.9= 258.2 kN.m
- $Rn = \frac{Mn/\emptyset}{b*d^2} = \frac{258.2*10^6}{1900*390^2} = 0.89$ MPa
- $\rho = \frac{1}{m} * (1- \sqrt{1 - \frac{2*KN*m}{Fy}})$

  $= \frac{1}{20.6} * (1- \sqrt{1 - \frac{2*0.89*20.6}{420}}) = 0.00217$
- As, req = $\rho * b * d = 0.00217 * 1900 * 390 = 1607.97$ mm^2
- As (min) = 0.0018*b*h = 0.0018*1900 * 500 = 1710 mm^2
- As, req < As (min), As =1710 mm^2 …control

  ∴ **Select for both directions: 17Ø12 with** As **= 1922.7 mm^2 > Asreq … (ok)**

  Check maximum step (S) is the smallest of:

  $3h = 3 \times 500 = 1500$ mm

  450 mm $-$ control

  S = (1900 – 100*2 – 17*12)/ 16 =93.5mm < 450 mm – OK

4-12-6: Design the Connection between Column & Footing

→ **Design of bearing pressure at section of column:**

$\emptyset \times Pnb = 0.65 \times 0.85 \times fc' \times A1 \geq Pu$

$= 0.65 \times 0.85 \times 24 \times 450 \times 450 = 2685.15 > Pu = 1680$ kN

→ →No need Dowels.

→ **Design of Dowels**:

Load transfer in column: -

$Asmin$ = 0.005 × $A1$ = 0.005 × 45 × 45 = 10.125 cm^2

∴ Use $\emptyset 12$ $\boldsymbol{with\ As}$ = $1.131\boldsymbol{cm^2}$

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

$Lscreq$ = 0.071 × fy × db = 0.071 × 420 × 12 = 375.84mm >300mm

∴ $Select\ Lsc$ = 0.5m = 500mm > $Lscreq$ = 375.84mm

→ **Design of compression development length (Ldc):**

Ldc = 0.24 × fy/ $\sqrt{\mathbf{fc'}}$ × db = 0.24 × 420/ $\sqrt{\mathbf{24}}$ × 12 = 247mm

Ldc = 247mm > 0.043 × fy × db = 0.043 × 420 × 12 = 216.72mm

$Available\ Ldc$ = 500 − 100 − 12 − 12 = 376 mm > Lcd = 247mm

→ **Design of tension development length (Ldt):**

$LdT\ req$ = (9/10) ∗ (Fy /$\lambda\sqrt{fc}$) ∗ ((1*1*0.8/ ((ktr+cb)/ db))) ∗ db ≥ 300mm

Ktr=0, ψe=1, ψs=0.8, ψt=1, fc=24 Mpa, fy=420Mpa, db = 12 mm

cb **Smallest of:**

- Cover + D bar /2 = 100 + 12/ 2 = 106 mm
- a_1 / 2

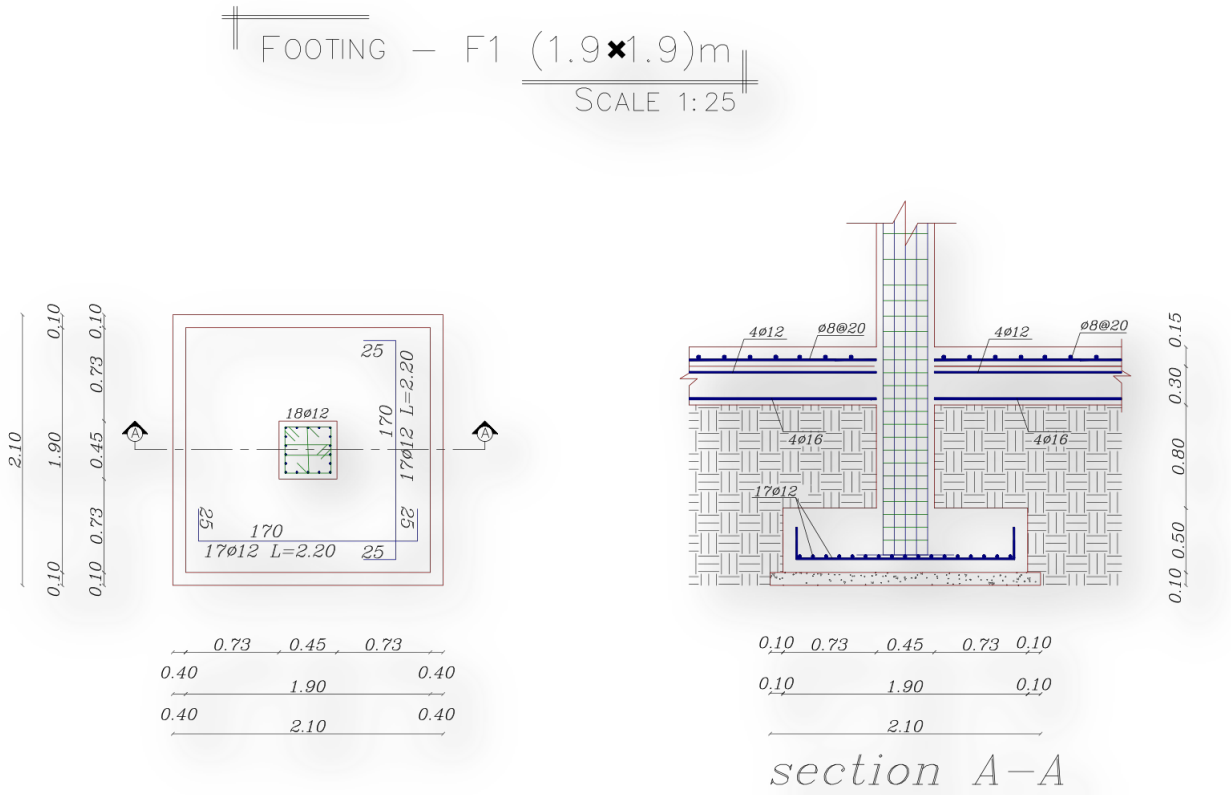
  a_1 = (S + D bar) = (93.5 + 12) = 105.5 mm

  105.5 /2 = 52.75 mm…. $is\ control$

((ktr+cb)/ db)) = (52.75 +0)/12 = 4.39 > 2.5 …. **Selected 2.5**

LdT, req = 296.3 mm > 300 mm…. select LdT, req =300mm……. OK

LdT ava = ((1900-450) /2)-100 = 625 mm > 300 mm …… OK



4.10 Design of Basement Wall: -

Material:

concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

$\gamma_{soil} = 18\ KN/m^3$, $\emptyset_{soil} = 30.0^o$

Cover = 2cm , Wall Hight = 2.85 m

4.10.1. System and loads:

$k_o = 1 - \sin\emptyset = 1 - \sin 30 = 0.5$

For (1m) strip

$$e_o = k_o \times \gamma \times h = 0.5 \times 18 \times 3.025 = 27.225\ KN/m^2$$

$$E_o = e_o \times \frac{h}{2} = 27.225 \times \frac{3.025}{2} = 41.177\ KN/m$$

$$\text{Factored loads (qu)} = 1.6 \times E = 1.6 \times (27.225) \ = 43.56 \text{ KN/m}$$

$\Sigma M_{RA} = 0$

$$+\left(\frac{qu_1 \times L}{2} \times \frac{2 \times L}{3}\right) - By \times L = 0$$

$$+\left(\frac{43.56 \times 3.025}{2} \times \frac{2 \times 3.025}{3}\right) - By \times 3.025. \quad = 0$$

$By = 44$ KN $\rightarrow$ $Ay = 22$ KN

4.10.2. Design of Shear Force:

Assume (h) of the wall $= 20$ cm $\rightarrow$ assume $\emptyset$**20** Steel

Effective d:

$d = 200 - 20 - 20 = 160$ mm

Maximum shear value (Vu) at distance d from the face of support

$Vu_{max} = By - (d \times qu) = 44 - (0.16 \times 43.56) = 37$ kN

$$\emptyset \times Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 160 = 98 \text{ kN} > Vu = 37 \text{ kN}$$

$\therefore h = 20$ cm ; is Ok

4.10.3. Design of Bending Moment:

$$Mu_{max} \text{ at } Vu = 0$$

$$Vu = 0 \rightarrow Ay - q_{u(1)} \times \frac{x}{2} = 0$$

$$q_{u(1)} = \frac{43.56}{3.025} \times x$$

$$22 - \frac{43.56}{2 \times 3.025} \times x^2 = 0$$

$$7.2\, x^2 - 22 = 0$$

$\rightarrow$ **$x = 1.75$ m**

$$q_{u(1)} = \frac{43.56}{3.025} \times 1.75 = 25.2 \text{ KN/m}$$

→ Section at (x) = 1.75 m

$$Mu_{max} = 22 \times 1.75 - 25.2 \times 1.75 \times 0.5 \times \frac{1}{3} \times 1.75 = 25.64 \text{ KN.m}$$

4.10.4. Design of Flexure:

$$m = \frac{Fy}{0.85 \times F_{C'}} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$Mn = \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{25.64}{0.9} = 28.48 \text{ KN.m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{28.48 \times 10^6}{1000 \times 160^2} = 1.11 \text{ MPa}$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2 \times Kn \times m}{Fy}}\right)\right) = \frac{1}{20.58}\left(1\left(\sqrt{1 - \frac{2 \times 1.11 \times 20.58}{420}}\right)\right)$$

$$= 2.72 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho_{req} \times b \times d = 0.00272 \times 100 \times 16 = 4.35 \text{ cm}^2$$

***−Check for As min*:**

$$As_{min} = 0.0012 \times b \times h = 0.0012 \times 100 \times 20 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} = 4.35 \text{ cm}^2 > As_{min} = 2.4 \text{ cm}^2$$

∴ Select 5Ø16/m , with As $= 10.05 \text{ cm}^2$ → (tension face)

→ Ø16/20cm

***− Desgin of compression face* :**

$$As = As_{min} = 0.0012 \times b \times h = 0.0012 \times 100 \times 20 = 2.4 \text{ cm}^2$$

∴ Select 5Ø10/m , with As $= 3.95 \text{ cm}^2$ → (Compression face)

→ Ø10/20 cm

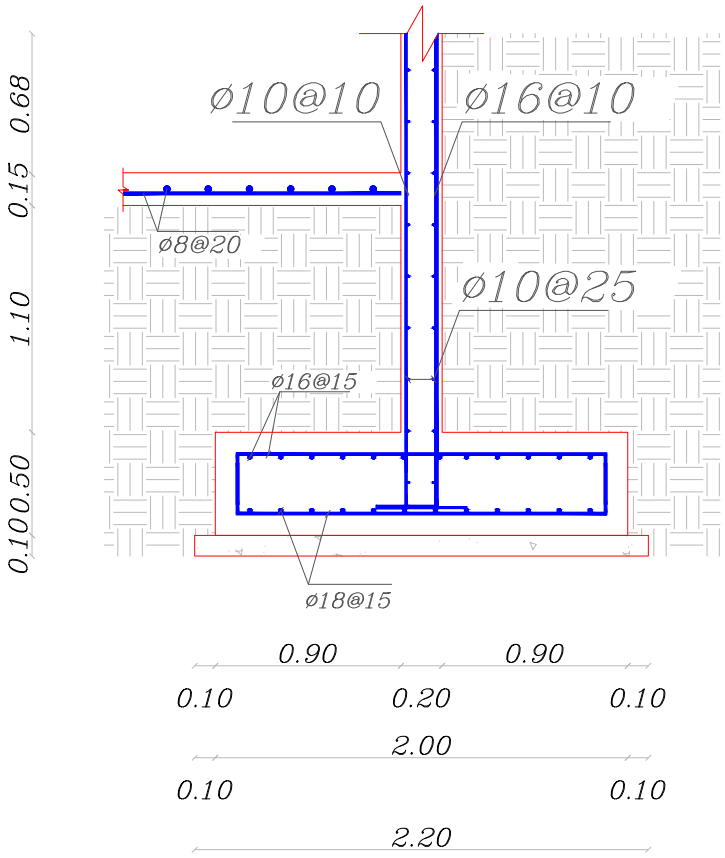
– Desgin of Horizontal Reinforcement :

$As = As_{min}$

According to ACI: As_{min} for two layers $= 0.002 \times b \times h$

For one layer; $As_{min} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2.4\ cm^2/m$

∴ Select ∅10/25 cm



4.11: Design of Shear Wall

Analysis and design were done using ETABS program in which the seismic loads were taken into account. The following is a sample calculation for one of the walls, S.W1.[For detailed information see appendix C]

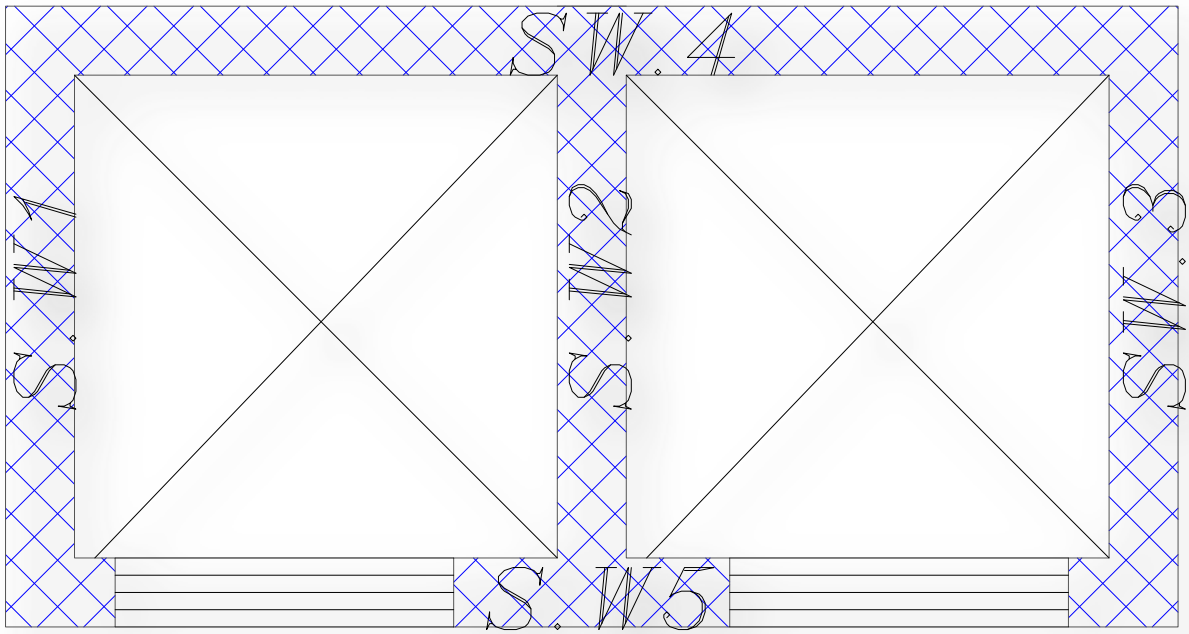


Figure: shear wall

The following data that used in design:

- Shear Wall thickness = h = 20 cm
- Shear Wall length Lw =1.6 m for all floor
- Building height Hw=21m
- Critical section shear: Lw < hw → d =0.8*Lw =1.28m

4-10-1 Design of Horizontal Reinforcement

Calculation of Shear Strength Provided by concrete Vc:

Critical section for shear:

$\frac{Lw}{2} = \frac{1.6}{2} = 0.8\text{m}$ __ control

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

- Shear Strength of Concrete is the smallest of:

1- $Vc = \frac{1}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d$

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

2- $Vc = \frac{\sqrt{fc'} \times b \times d}{4} + \frac{Nu \times d}{4Lw}$

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

3- $Vc = \left[0.05 \times \sqrt{fc'} + \frac{Lw\left(0.1 \times \sqrt{fc'} + \frac{2Nu}{Lw.h}\right)}{\frac{Mu1}{Vu} - \frac{Lw}{2}}\right] \times h \times d$

Where:

- Mu1=400 kN.m

- $\frac{Mu1}{Vu} - \frac{Lw}{2} = \frac{400}{75} - \frac{1.6}{2} = 4.53 < 0$ → This equation is applicable.

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

∴ $Vc = 107$ kN → $\emptyset Vc < Vumax^1 = 90$ kN →Horizontal Reinforcement is Required.

→ $Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc = \frac{90}{0.75} - 107 = 13$ kN

→ $\frac{Avh}{s} = \frac{Vs}{fy*d} = \frac{13*10^3}{420*1280} = 0.0000242\ m^2/m$

→ $\rho_t = \frac{Avh}{h \times s} = \frac{0.0000242}{0.2} = 0.000121 < 0.0025$

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

maximum spacing is the least of:

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

→ Avh: For 2 layers of Horizontal Reinforcement

Select Ø10 :

Avh = 2 *79 = 158 mm^2

$$\rho_t = \frac{Avh}{h \times s} \rightarrow \frac{158}{200 \times s} = 0.0025 \rightarrow Sreq = \frac{158}{200 \times 0.0025} = 316\ mm.$$

∴**Select Ø10 @ 200 mm at each side.**

4-10-2 Design of Vertical Reinforcement

→ ρ_t = [0.0025 +0.5 (2.5-$\frac{hw}{lw}$)

$$\frac{hw}{lw} = \frac{21}{1.6} = 13.125 > 2.50$$

$$\rho_t = 0.0025$$

maximum spacing is the least of:

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

Select Ø10 :

∴**Select Ø10 @ 200 mm at each side.**

4-9-3Design of Bending Moment

Moment diagram were obtained from ETABS

→ Max Mu =650 kN.m

→ Part of Moment that resisted through Avv:

Muv =0.9 [0.5×Asv×fy×Lw (1-$\frac{c}{Lw}$)]

Try Ø16 @ 100

Where:

- Asv = 2×201.1 *$\frac{1600}{100}$ = 6435.2mm^2
- $w = \left(\frac{Asv}{Lw*h}\right) \times \frac{fy}{fc'} = \frac{6435.2}{1600 \times 200} \times \frac{420}{24}$ =0.35
- $\frac{c}{Lw} = \left(\frac{w+a}{2w+0.85\beta 1}\right) = \left(\frac{0.35+0}{2 \times 0.35+0.85 \times 0.85}\right) = 0.24$

∴ Muv = 0.9 [0.5*6435.2*420*1600 (1- 0.24)] = 1479 kN.m

Muv = 1479kN.m > Mu =650 kN.m

So, Boundary Element is not required. #

4.12: Design of Stairs:

The following figure shows a top view of the stairs:

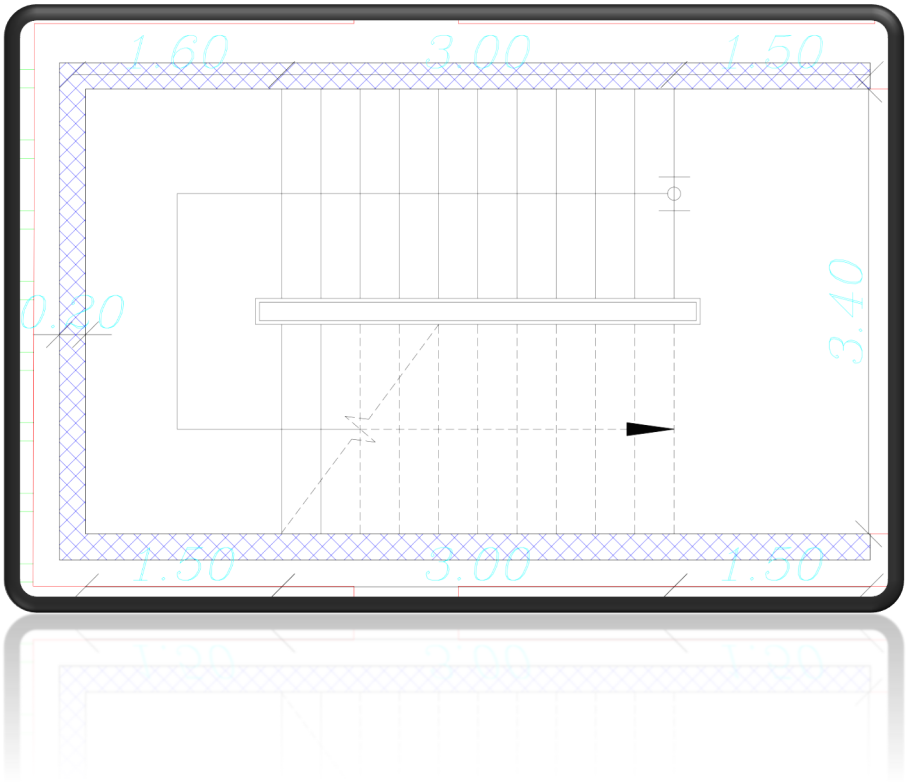


Figure: Stairs Top View

4-13-1 Design of flight & Landing

The structural system of the flight is shown in figure and the following steps explain the design procedure of the flight:

4-13-1-1: Determination of flight thickness:

Minimum of deflection for a simply supported one-way solid slab:

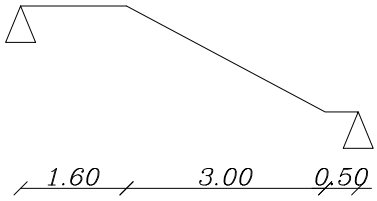
h (min) = L/20 = 510/20 = 25.5cm

Minimum of deflection for a simply supported one-end continuous solid slab:

h (min) = L/20 = 510/24 = 21.25cm

∴ Select h = 25 cm, but shear and deflection must be checked

Angle (α): tan(α) = 16/30 → α = 28°



4-13-1-2: Loads calculation:

Figure shows a section in the flight in which the layers carried by the flight appear.

Flight Dead Loads
Reinforced Concrete Solid slab = $(\frac{(0.25 * 25 * 1)}{\cos(28)})$ = 7.07 kN/m
Plaster = $(\frac{(0.03) * 23 * 1)}{\cos(28)})$ = 0.78 kN/m
Mortar = 0.03*23*$(\frac{0.16+0.3}{0.3})$ *1= 1.06 kN/m
Horizontal Tiles = 0.04*24*$(\frac{33}{30})$*1 = 1.06 kN/m
Vertical Tiles = 0.03*24*$(\frac{0.16}{0.3})$*1 = 0.38 kN/m
Stair Steps =0.5*0.16*25 =2 kN/m
Sum =12.35 kN/m

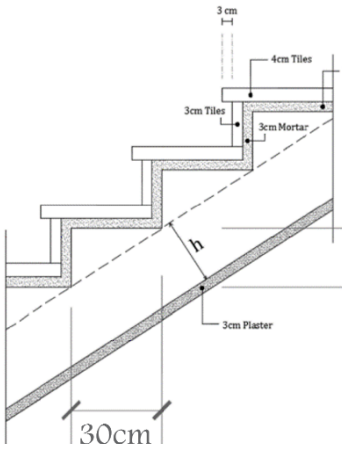


Figure: Section of The Flight

- Live Load LL = 5 kN/m

Factored Loads:

for flight qu = 1.2 *12.35 + 1.6*5 = 22.82 kN/m

on Landing

Table: Calculation of Dead Loads that act

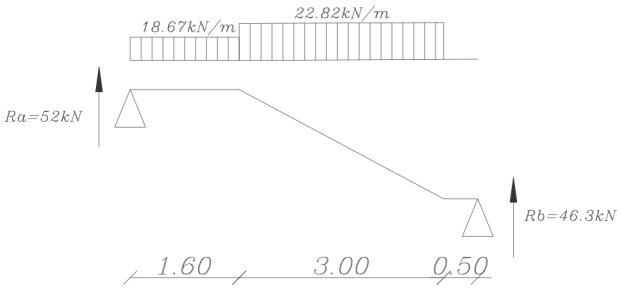
Landing Dead Loads
Tiles = 0.03*24*1=0.72 kN/m
Mortar = 0.03*23*1=0.69 kN/m
Slab = 0.25*25*1=6.52 kN/m
Plaster = 0.03*23*1=0.69 kN/m
Sum = 8.89 kN/m

Factored Loads:

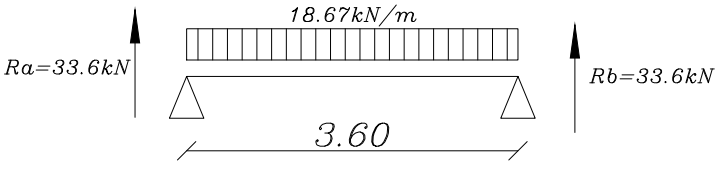
qu = 1.2*8.89 +1.6*5= 18.67 kN/m

4-13-1-3Analysis:

- The following figures show shear and moment Diagrams resulted from analysis of the *flight:*



- The following figures show shear and moment Diagrams resulted from analysis of the *Landing:*



4-13-1-4 Design of the *flight*:

- **Design of Shear Force:**

d=250-20-(12/2) = 224 mm

$Ø \times Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{Fc'} * bw * d$

$= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 224$

= 137.2 kN

$\frac{Ø \times Vc}{2} > Vu\ max$

$\frac{137.2}{2} = 68.6kN > 52\ kN$

∴ No Shear Reinforcement is Required#

- **Design of Bending Moment:**
  Location of maximum positive moment at distance X from support B from condition of zero shear force.

→ V (x)=0-----46.3 - 22.82*X= 0-----X=2.1m

→ Mu_{max}= 46.3 *(0.5+2.1) – $(\frac{22.82*2.1^2}{2})$ = 70.06 KN. m

-m = $\frac{Fy}{0.85*Fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

-kn = $\frac{Mu/Ø}{b*d^2} = \frac{70.06 *10^6/0.9}{1000*224^2}$ = 1.3 Mpa

- $\rho = \frac{1}{m} * (1- \sqrt{1 - \frac{2*KN*m}{Fy}}) = \frac{1}{20.6} * (1- \sqrt{1 - \frac{2*1.3*20.6}{420}}) = 0.0032$

-As, req = $\rho * b * d = 0.0032 * 1000 * 224 = 780.8\ mm^2$

-As min = 0.0018 *1000*250 = 450 mm^2

∴ Select **Ø10/10 with As= 785mm^2** > As, req …. For Main Reinforcement

For secondary Reinforcement select **Ø10 /15 with As= 523.3 mm^2** > As min

- Step (S) is the smallest of:
  - $3h = 3 \times 250 = 750\ mm$
  - $450\ mm - control$

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

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

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

330 – control < 380 ok

Check for strain: (εs ≥ 0.005)

Tension = Compression

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{785 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 16.16mm$

$c = \frac{a}{B_1} = \frac{16.16}{0.85} = 19\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{244-19}{19}\right) = 0.035 > 0.005 \qquad 0k$$

ϕ =0.9

4-13-1-5 Design of the *landing*:

The structural system of the landing is shown in figure and the following steps explain the design procedure of it:

- **Determination of Landing thickness:**

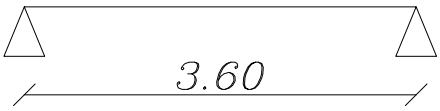


Figure: Structural system of landing

Limitation of deflection:
h ≥ minimum h

h (min) = L/20 = 360/20 = 18 cm

∴ Select h = 25 cm, but shear and deflection must be checked

The landing carries (dead load & live load of landing + support reaction resulted from the flight):
(Dead load & live load of landing) =18.67kN/m
(Support reaction resulted from the flight) =27.24 kN/m

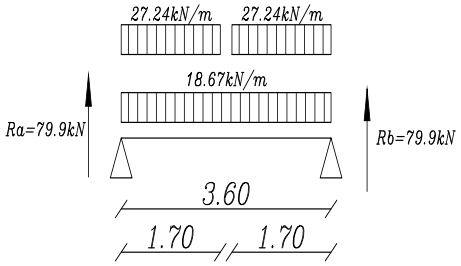
The reaction at each end

d= 250-20-(12/2) = 224mm

Vu, max= 79.9 kN

Mu_{max} = 79.9*1.8-18.67*$\frac{1.8^2}{2}$-27.24*1.7*($\frac{1.7}{2}$+0.1)

= 69. 58 kN.m



Analysis:

shear force

d=224mm & Vu max=79.9 kN

Ø×Vc = 0.75 * $\frac{1}{6}$*$\sqrt{24}$ * 1000 * 224=137.17kN > Vu max = 79.9 kN

∴No Shear Reinforcement is Required#

- **Bending Moment Design: (Mu max** = 69. 58 kN.m**)**

-m =$\frac{Fy}{0.85*Fc'}$ = $\frac{420}{0.85*24}$ = 20.6

- kn = $\frac{69.58 *10^6/0.9}{1000*224^2}$ = 1.54 MPa

- $\rho = \frac{1}{20.6} * (1- \sqrt{1 - \frac{2*1.54*20.6}{420}}) = 0.0038$

- As, req = $0.0038 * 1000 * 224 = 851.2$ mm^2

- As min = 0.0018 *1000*250 = 450 mm^2

∴ Select **Ø12 /10cm with As = 1131 mm^2** > As req …. For Main Reinforcement

- Step (S) is the smallest of:
  - $3h = 3 \times 250 = 750$ mm
  - 450 mm – control

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

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

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

330 – control < 380 ok

Check for strain: ($\varepsilon s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{\mathbf{1131} \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 23.28mm$$

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{23.28}{0.85} = 27.38\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{244 - 27.38}{27.38}\right) = 0.0237 > 0.005 \qquad 0k$$

ϕ =0.9

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

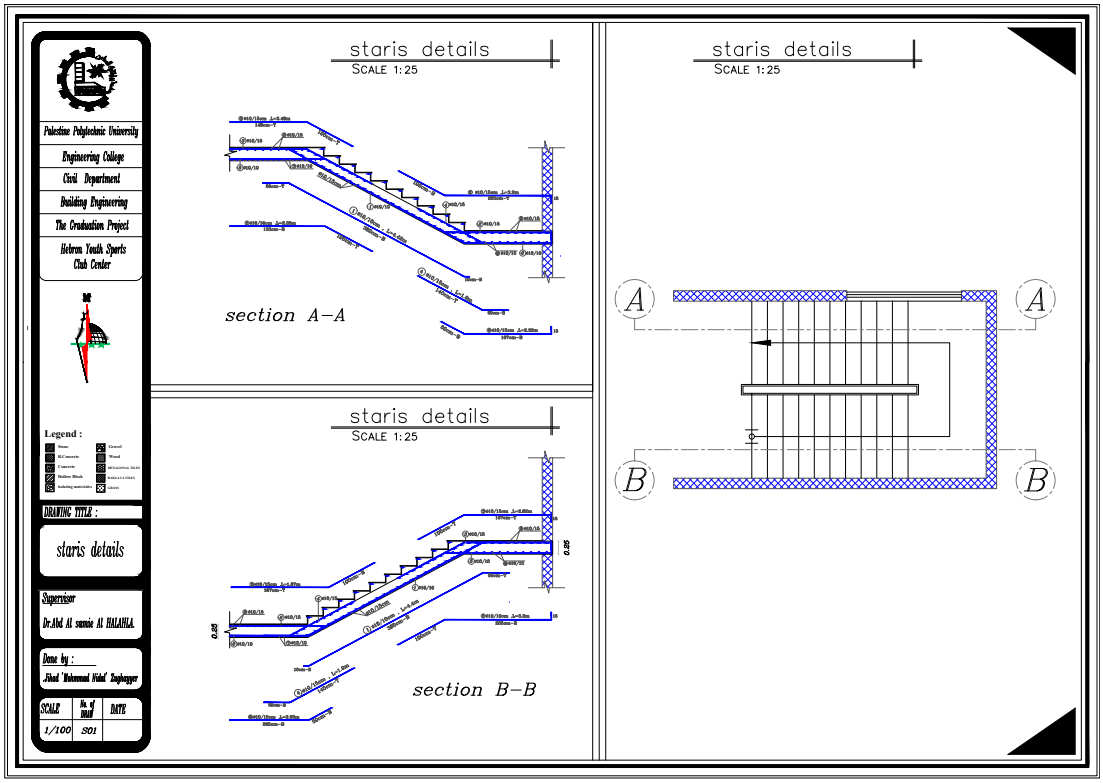


Figure: Reinforcement Details of Stairs

الفصل الخامس

التوصيات والمراجع

5.1 النتائج

5.2 التوصيات

5.2 قائمة المصادر والمراجع

5.1 النتائج

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

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

5.2 التوصيات

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

5.2 قائمة المصادر والمراجع

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