

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمبنى مكتبة أطفال

فريق العمل

هديل عزات قباچه

بشارر سعود عبيدو

إشراف

م. سفيان الترك

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

لإوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة المباني



جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل- فلسطين

كانون اول - ٢٠١٠



التصميم الإنشائي لمكتبة اطفال

"LIBRARY"

فريق المشروع

هديل عزات قباچه

بشارت سعود عبيدو

جامعة بوليتكنك فلسطين - 2010

إشراف
م. سفيان الترك

خلاصة المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع ، من جسور واعمدة واساسات وغيرها من العناصر الإنشائية .

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجة الماسة اليه ، فقد تم التخطيط له على اساس استيعاب الاطفال ، لغياب هذه النوعية من المشاريع

يقع هذا المبنى في جامعة البوليتكنيك في مدينة الخليل ، يتكون هذا المبنى من سبعة طوابق بالإضافة الى المرآب بمساحة كلية (٣٥٠٠ م^٢) ، حيث تتوفر الفعاليات في كل طابق.

من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية ، وتحديد احمال الزلازل تم استخدام (U.B.C) ، اما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الامريكي (ACI_2002) ، ولا بد من الاشارة الى انه سيتم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل Autocad2007, safe 12,3 Office2007 وغيرها.

من المتوقع بعد اتمام المشروع ان نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية للمبنى كاملا.

Structural Design for Kids Library
"KIDS LIBRARY"

Project Team

Hadeel Izzat Qapaja.

Bashaer soud Ebado

Palestine Polytechnic University-2010

Supervisor

eng. Sufian altourk

The main idea of this project is to prepare all structural design and executive details for a commercial building in Hebron city.

This building consists of three-storey, which contains several sections such as the reading hole & multi-purpose hall and playing hole.

This building is a reinforced concrete structure, and it was designed according to the ACI-code-2002.

The project contains the structural analysis for vertical and horizontal loads and the structural design and details for each member in the project.

We use in our project some programs such as Autocad2007, safe12,. And office 2007

جدول المحتويات

i	صفحة العنوان الرئيسية
ii	صفحة تقرير المشروع:
iii	صفحة الإهداء:
iv	صفحة الشكر والتقدير:
v	صفحة الملخص باللغة العربية:
vi	صفحة الملخص باللغة الانجليزية:
vii	الفهرس:

1.....	الفصل الاول
2.....	(1-1) المقدمة :
2.....	(2-1) مشكلة البحث :
2.....	(3-1) نظرة عامة :
3.....	(4-1) الهدف من المشروع :
3.....	(5-1) خطوات المشروع :
3.....	(6-1) نطاق المشروع :
4.....	(7-1) الجدول الزمني:
5.....	الفصل الثاني
6.....	(1-2) لمحة علمية عن المشروع:
6.....	(2-2) موقع المشروع :
8.....	(3-2) أسباب وأهمية اختيار الموقع:
8.....	(4-2) دراسة عناصر المشروع:
8.....	(1-4-2) الطابق الأرضي :
10.....	(2-4-2) الطابق الاول:
11.....	(3-4-2) الطابق الثاني:
11.....	(5-2) النواحي المعمارية:

11.....	(1-5-2) الحركة:
12.....	(6-2) الواجهات:
15.....	الفصل الثالث
16.....	(1-3) مقمة:
16.....	(2-3) هدف التصميم الانشائي:
16.....	(3-3) الإختبارات العملية:
17.....	(4-3) الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:
17.....	(1-4-3) الاحمال:
17.....	(1-1-4-3) الأحمال الميتة:
18.....	(2-1-4-3) الأحمال الحية:
22.....	(5-3) العناصر الإنشائية:
23.....	(1-5-3) العقدات:
25.....	(2-5-3) الجسور:
26.....	(3-5-3) الأعمدة:
27.....	(4-5-3) جنران القص:
28.....	(6-5-3) الأساسات:
29.....	(7-5-3) الأبراج:

Chapter four

<i>Sections</i>	<i>Section Name</i>	<i>Page No.</i>
	Structural Analysis And Design	30
4.1	Introduction	31
4.2	Factored Loads	32
4.3	Determination of Thickness	32
	4.3.1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab	32
	4.3.2 Determination of Thickness for Two Way Rib Slab	33
4.4	Design of two way ribbed slab	37
4.5	Design of Topping	43
	4.5.1 Design of Topping for One Way Ribbed Slab	43
4.6	Design of Rib (8)	47
4.7	Design of reinforcement Beam&rib	54
	4.7.1 Design of beam 30	54
	4.7.2 Design of pos.B1	65
	4.7.3 Design of pos.B2	66
	4.7.4 Design of pos.B3	68
	4.7.5 Design of pos.B4	98
	4.7.6 Design of pos.B5	70
	4.7.7 Design of pos.B6	72

4.7.8 Design of pos.B7	73
4.7.9 Design of pos.B8	74
4.7.10 Design of pos.B9	76
4.7.11 Design of pos.B10	77
4.7.12 Design of pos.B11	78
4.7.13 Design of pos.B12	80
4.7.14 Design of pos.B13	81
4.7.15 Design of pos.R2	82
4.7.16 Design of pos.R3	84
4.7.17 Design of pos.R4	85
4.7.18 Design of pos.B14	86
4.7.19 Design of pos.B15	87
4.7.20 Design of pos.B16	88
4.7.21 Design of pos.B17	89
4.7.22 Design of pos.B18	91
4.7.23 Design of pos.B19	92
4.7.24 Design of pos.B20	93
4.7.25 Design of pos.B21	95
4.7.26 Design of pos.B22	96
4.7.27 Design of pos.B23	97
4.7.28 Design of pos.B24	98
4.7.29 Design of pos.B25	100
4.7.30 Design of pos.B26	101
4.7.23 Design of pos.R7	102

4.7.33	Design of pos.B29	104
4.7.34	Design of pos.B27	105
4.7.35	Design of pos.B28	106
4.7.36	Design of pos.R9	109
4.8	Design of deep beam	111
4.8.1	Design Of pos.w1	111
4.9	Design Of Coulmn	114
4.9.1	DESIGN OF (48.1)	124
4.9.2	design of posA	132
4.9.3	Design of posB	133
4.9.4	Design of pos C	135
4.9.5	Design of position D	136
4.9.6	Design of pos E	138
4.9.7	Design of pos F	139
4.9.8	Design of pos G	141

4.9.9 Design of pos H	142
4.9.10 Design of pos I	142
4.10.1 Design of stair wall	144
4.11 Design of punshing	145
4.12 Design of stair	160
4.12.1 Determine of slap thickness	160
4.12.2 Load calculation	162
4.12.3 Stair detail	167
4.13 Design Of Shear wall	168
4.14 Design of isolated footing	171
4.14.1 Design of footing area	172
4.14.2 Determine of depth base on shear strength	172
4.14.3 check transfer of load base on column	175
4.15 Design of mat foundation	178
4.15.1 Determination of the foundation depth	179
4.15.2 design for bending moment	181
4.15.3 safe results	183

Chapter five

5.1 introduction	180
5.2 results	181
5.3 reccomendation	182

Chapter six

6.1 Project drawings	183
6.2 references	185

فهرس الأشكال

رقم الصفحة	الشكل	رقم الشكل
7	مخطط الموقع	1-2
8	Ground floor plan	2-2
9	First floor plan	3-2
10	Second floor plan	4-2
12	الواجهة الجنوبية الشرقية	5-2
13	الواجهة الشرقية الجنوبية	6-2
13	الواجهة الشمالية الشرقية	7-2
14	الواجهة الغربية الشمالية	8-2
20	احمال الرياح	1-3
20	ثابت الضغط الخارجي	2-3
22	بض الخاصر النشائية المكونة للمبنى	3-3
23	عقدة عصب مصممة باتجاه و اتجاهين	4-3
24	عقدة عصب ذات اتجاه واحد	5-3
24	عقدة عصب ذات اتجاهين	6-3
25	أشكال الجسور	7-3
26	أنواع الأعمدة المستخدمة	8-3
27	جدار قص	9-3
28	لحد اشكال الاسفلت	10-3
29	الاسراج	11-3

4-1	Rib-8-in second floor	32
4-2	One way rib slab	33
4-3	Rib and beam location	36
4-4	Span length of rib -8-	36
4-5	Envelope moment Diagram of Rib (R8)	37
4-6	Envelope shear Diagram of Rib (R8)	37
4-7	Span Length of Beam (B30)	44
4-8	Envelope Moment Diagram of Beam (B30)	44
4-9	Envelope Shear Diagram of Beam (B30)	45

فهرس الجداول

<u>رقم الصفحة</u>	<u>الجدول</u>	<u>رقم الجدول</u>
4	الجدول الزمني للمشروع	7-1
17	كثافة المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية	1-3
19	جدول أحمال الرياح	3-3
21	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	4-3

4-1	Calculation of the total dead load for one way rib slab	33
4-8	Calculation of the total dead load for the topping	34

List of Abbreviations

- A_s = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_v = area of shear reinforcement within a distance (S).
- A_t = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- b_w = web width, or diameter of circular section.
- DL = dead loads.
- LL = live loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- E_c = modulus of elasticity of concrete.
- F_y = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- I = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- l_n = 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.
- M = bending moment.
- M_u = factored moment at section.
- M_n = nominal moment.
- S = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- V_c = nominal shear strength provided by concrete.
- V_n = nominal shear stress.
- V_s = nominal shear strength provided by shear reinforcement.

- V_u = factored shear force at section.
- W = width of beam or rib.
- Φ = strength reduction factor.
- ρ = ratio between area of concrete to area of steel .

الفصل الاول

1 المقدمة

(1-1) المقدمة.

(2-1) مشكلة البحث.

(3-1) نظرة عامة عن المشروع.

(4-1) الهدف من المشروع.

(5-1) خطوات المشروع.

(6-1) نطاق المشروع.

الفصل الاول

١-١ المقدمة :

كلمة الحضارة تعني اعتبارات كثيرة يجب أن يتصف بها الشخص أو الأمة كي نستطيع القول بأن الانسان أو تلك الأمة متحضرون ، ومن أهم صفات التحضر للمجتمع هو الرقي بالمستوى الثقافي لديهم وذلك من خلال انتشار المراكز الثقافية والتي تتمثل معظمها بالمكتبات العلمية .

وعلى وجهه الخصوص فإن الشعب الفلسطيني في طور التطور والنمو، لذلك لا بد من مواكبة هذا التطور وذلك عن طريق توفير مثل هذه المراكز الثقافية فوجود مثل هذه المكتبات هو المكمل الرئيسي لمواكبة هذا التطور .

تعتبر المكتبات العلمية ركناً أساسياً وقسماً حيوياً وضرورياً في انجاح العملية التعليمية للوصول بها الى المستوى العلمي المطلوب ، ونظراً لخدماتها العلمية والثقافية التي تقدمها للقراء من تأمين المراجع اللازمة وفهرستها وتصنيفها ووضعها بسرعة وسهولة بين أيدي الباحث فقد حرصت بعض الجامعات منذ نشأتها على ايلاء المكتبة اهتماماً خاصاً وتقديراً منها للدور الهام الذي تقوم به في عملية تطور التعليم العالي والبحث العلمي، لاسيما أن المكتبات مقياس لمدى تقدم الأمم وتطورها وهي مرآة تعكس مدى وعي وثقافة مجتمع عن غيره .

٢-١ مشكلة البحث :

تكمن مشكلة البحث في هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر السكونية للسبني الذي ستجرى عليه الدراسة وهو " مكتبة اطفال عامة " .

حيث سيتم تحليل جميع القوى والأحمال الواقعة على كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل العقدات والجسور والأعصاب والأعمدة ... الخ ومن ثم تحديد أبعادها وحساب حديد التسليح اللازم لها .

٣-١ نظرة عامة :

نظراً لازدياد اعداد الطلبة واحتياجاتهم لأهمية المكتبات في النهوض في المستوى الثقافي للناس بشكل عام، فقد برزت هنا أهمية ايجاد مكتبة اطفال في منطقة عين سارة ، وبما أن المحافظة تعاني من عدم توفر هذا النوع من المكتبات كان حرياً بنا أن نقوم بتصميم مشروع المكتبة لتوفير احتياجات طلابها وأسائنتها .

٤-١ الهدف من المشروع :

- ١- ربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة بشكل منفرد .
- ٢- التحليل والتصميم الإنشائي للمكتبة، حيث سيتم إعداد المخططات الإنشائية التنفيذية من (جسور، أعمدة، أعمدة، وأساسات... الخ).
- ٣- التدريب على إعداد المخططات الإنشائية والتفاصيل الانشائية.

٥-١ خطوات المشروع :

- ١- دراسة المشروع معماریا .
- ٢- تحديد العناصر الإنشائية .
- ٣- تحديد الأحمال المختلفة .
- ٤- التحليل الإنشائي للعناصر .
- ٥- التصميم الإنشائي للعناصر .
- ٦- إعداد المخططات التنفيذية .

٦-١ نطاق المشروع :

يشتمل هذا المشروع على ست فصول، وهي:

- ١- الفصل الأول: حيث يشمل المقدمة، ومشكلة المشروع، وأسباب اختيار المشروع وأهميته.
- ٢- الفصل الثاني: يتضمن الوصف المعماري للمشروع، وفيه نبين متطلبات التصميم لهذا النوع من المنشآت.
- ٣- الفصل الثالث: يحتوي على وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
- ٤- الفصل الرابع: يحتوي التحليل والتصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية.
- ٥- الفصل الخامس: النتائج والتوصيات.
- ٦- الفصل السادس: الملاحق والمصادر والمراجع.

الفصل الثاني

2 الوصف المعماري للمشروع

(2-1) لمحة عامة عن المشروع.

(2-2) موقع المشروع.

(2-3) أسباب وأهمية اختيار الموقع.

(2-4) دراسة عناصر المشروع.

(2-5) النواحي المعمارية.

(2-6) النواحي الهندسية.

(2-1) لمحة عامة عن المشروع:

المكتبة هي بمثابة القلب العلمي والثقافي للمجتمع، فهي عبارة عن مركز الحياة الفكرية في الجامعة حيث تتدفق منها المعرفة إلى الجمهور. ومن هنا فإن التصميم المعماري بما يليه من احتياجات إنشائية مثل الديسومة الوظيفية، الجمال، الاقتصاد تعتبر في غاية الأهمية وبالتالي فإن عمل فصل خاص بالوصف المعماري يساعد بشكل كبير في فهم المشروع بشكل جيد.

ظهرت فكرة المشروع من دور المكتبة في نشر العلم والثقافة وكما إن الشمس مصدر النور وتبديد الظلمة كذلك المكتبة فهي مصدر لنشر العلم وتبديد ظلام الجهل.

(2-2) موقع المشروع :

يقع البناء المقترح في مدينة الخليل في شارع عين سارة، وهو شريان مدينة الخليل وأهم شوارعها وهو الشارع الرئيسي الذي يصل منخل المدينة بمركزها كما يضم هذا الشارع أهم المشاريع العقارية والتجارية والاستثمارية كما يضم الشارع العديد من المدارس الابتدائية والاعدادية والثانوية، ومن هنا تأتي أهمية مشروع إقامة مكتبة في الموقع

Study area



Coordinate system: Iqeei_TM_Grid
Projection: Transverse_Mercator

Scale: 1:800 to be plotted on A2 Landscape
0 100 200 Meters

FPJ 05 LAB
Sep 2008
By: Eng. Vital Abuqab

الشكل رقم (1-2): صورة جوية للموقع

(2-3) أسباب وأهمية اختيار الموقع:

بالنظر إلى موقع المشروع فإننا نجد أنه مناسب وذلك بسبب وجوده في منطقة ماهرة ومزدهرة ، كما أن الموقع استراتيجي بسبب سهولة الوصول إليه ، كما أنه يضم أهم مدارس الاطفال في المحافظة.

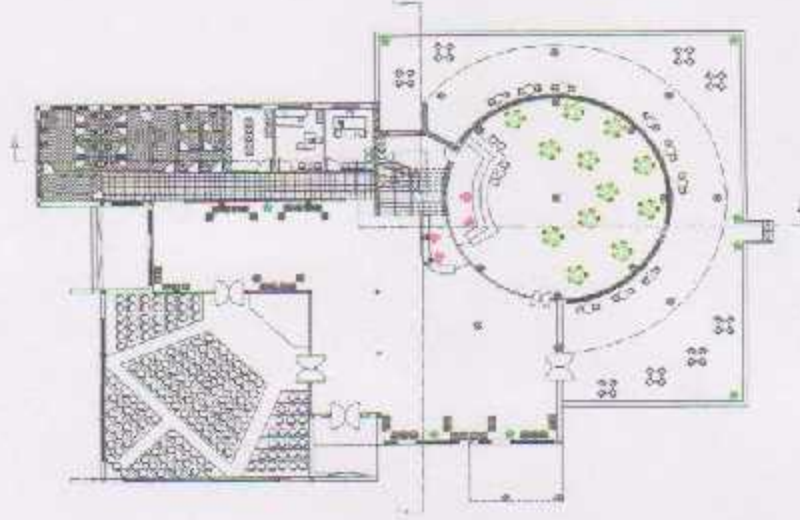
كما وان المناحي المناخية والبيئية ملائمة فإن الشمس والإضاءة ملائمة ، والتهوية ممتازة لجميع الفعاليات

(2-4) دراسة عناصر المشروع:

تتكون المكتبة من ثلاث طوابق، وتبلغ المساحة الكلية للمكتبة 3,000 م² ، ويبلغ عدد المستخدمين للمكتبة 500 شخص.

مستويات المكتبة وفعاليتها:

1-4-2 الطابق الأرضي :



الشكل رقم (٢-٢) : BASEMENT FLOOR PLAN

- مساحة الطابق الأرضي : 1075 م^٢.

- فعاليات الطابق الأرضي :

1- ككتيريا

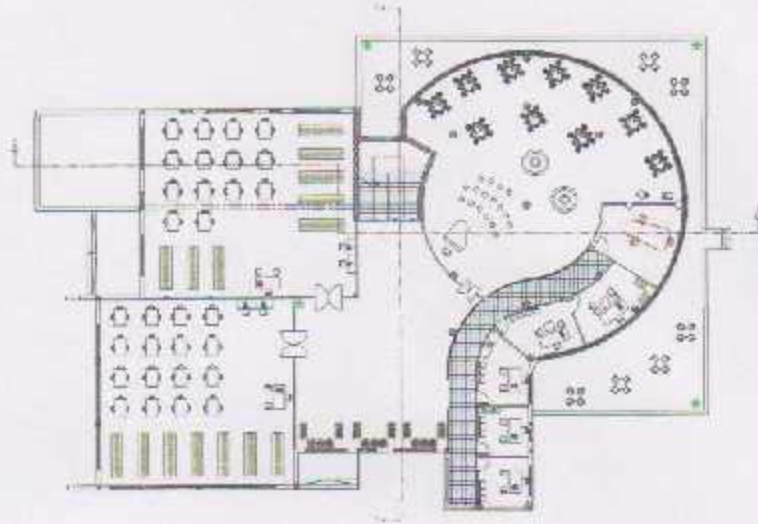
2- قاعة متعددة الأغراض .

3- مخزن .

4- غرفة موظفين.

5- مرافق صحية.

2-4-2 الطابق الاول:



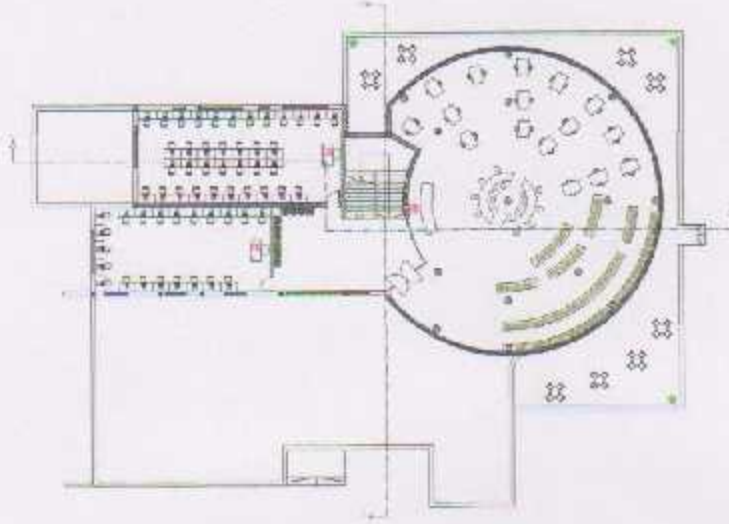
الشكل رقم (2-3): GROUND FLOOR PLAN

تبلغ مساحة الطابق الأول : 10175 م²

تفاصيل الطابق الأول :

- 1- قاعات قراءة
- 2- قاعة العاب
- 3- غرفة اجتماعات
- 4- مكتب موظفين

3-4-2 الطابق الثاني:



الشكل رقم (4-2): FIRST FLOOR PLAN

مساحة الطابق الثاني: ٥٨٥ م^٢.

فعاليات الطابق الثاني:

1- قاعة قراءة.

2- مختبرات حاسوب.

(2-5) النواحي المعمارية:

1-5-2 الحركة:

تتعدد أشكال الحركة في المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والامن والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجياً في

الوصول الى المكتبة و داخليا بالحركة الافقية والعمودية .

فقد روعي في الحركة الخارجية للمبنى توفير مدخل يتم من خلاله دخول زواد المكتبة و موظفيها بسهولة.

ام بالنسبة للحركة داخل المبنى فقد تم مراعاة السهولة للوصول الى كل ركن في المبنى حيث التوزيع الملائم للسمرات والغرف والمكاتب ورفوف الكتب في الحركة الأفقية ، ووجود الأدراج حيث احتوى المبنى على درج في وسط المبنى مما يساعد على سهولة الحركة الأفقية في المبنى .

(2-6) الواجهات:

ان من اهم الصور المعمارية التي يجب اخذها بعين الاعتبار هي الواجهات التي من خلالها يتم اظهار الصورة المعمارية للمبنى بالإضافة الى معرفة ارتفاعات المبنى كما هو واضح بالشرح الآتي:-

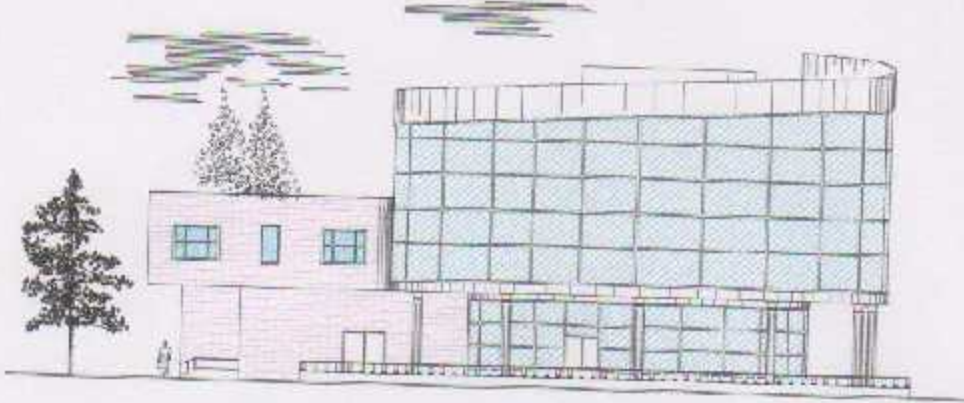
1- الواجهة الجنوبية الشرقية :



الشكل رقم (2-5): الواجهة الجنوبية الشرقية

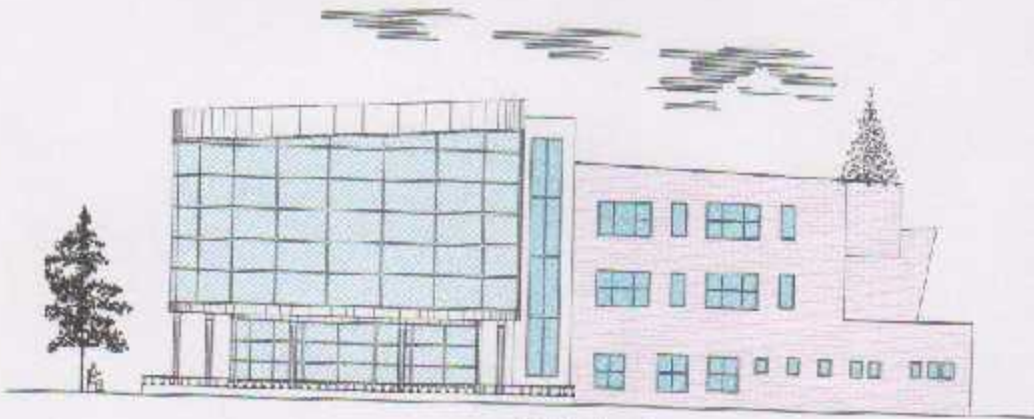
عند النظر الى الواجهة الرئيسية (الجنوبية الشرقية) نجد الإبداع المعماري في تنوع الكتل المعمارية ذات المناسيب المتفاوتة الناشئة من التراجع في الطوابق ، والتي اضافت طابع جمالي للواجهة . كما يظهر جمال الواجهة في الجزء الدائري منها و المكون من الزجاج .

2 - الواجهة الشرقية الجنوبية:



East South Elevation

الشكل رقم (6-2): الواجهة الشرقية الجنوبية

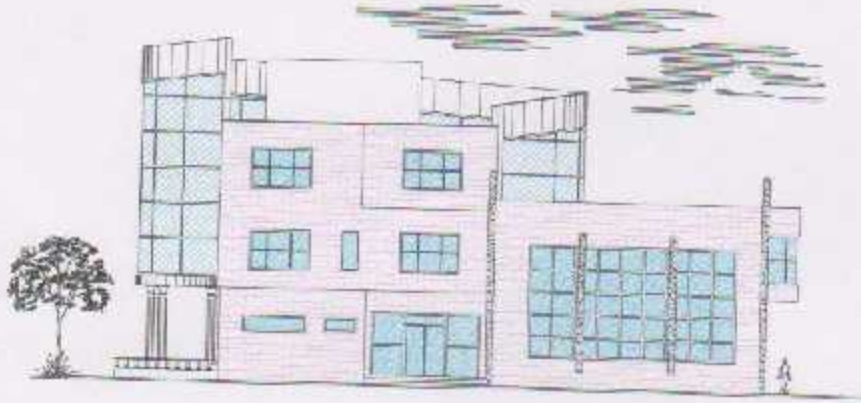


North East Elevation

الشكل رقم (7-2): الواجهة الشمالية الشرقية

3- الواجهة الشمالية الشرقية و الشمالية الغربية:

يتجلى الجمال المعماري في هذه الواجهة في الاختلاف في ارتفاع و مناسب الكتل و الناتج عن التراجع في المبنى و يتجلى جمالها في الجزء الزجاجي منها .



West North Elevation

الشكل رقم (8-2): الواجهة الغربية الشمالية

يظهر الجمال في هاتين الواجهتين في الاختلاف في ارتفاع و مناسب الكتل و الناتج عن التراجع في المبنى و يتجلى جمالها في التنوع و التشكيل في النوافذ الزجاجية

الفصل الثالث

3

الدراسات الإنشائية

- ١-٣ مقدمة
- ٢-٣ هدف التصميم الإنشائي
- ٣-٣ الإختبارات العملية.
- ٤-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل
 - ١-٤-٣ الأحمال
 - ١-١-٤-٣ الأحمال الميتة
 - ٢-١-٤-٣ الأحمال الحية
 - ٣-١-٤-٣ الأحمال البيئية
 - ٥-٣ العناصر الإنشائية المستخدمة
 - ١-٥-٣ العقدات
 - ٢-٥-٣ الجسور
 - ٣-٥-٣ الأعمدة
 - ٤-٥-٣ (جدران القص)
 - ٥-٥-٣ اساسات
 - ٧-٥-٣ الأبراج

٣-١ مقدمة:

بعد أن تم دراسة المشروع من الناحية المعمارية لأبد من تطبيق جميع الأفكار والمقترحات المعمارية للمبنى من خلال تصميم إنشائي يلي هذه الأفكار والقوانين الهندسية ، والهدف الرئيسي لعنلية التصميم الإنشائي هو ضمان وجود مزايا التشغيل فيه مع الاخذ بعين الاعتبار الابعاد الاقتصادية له .
يعتمد التصميم الإنشائي بشكل اساسي على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث تقوم كافة الاحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفا دقيقا يلي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالاضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي :

يعتبر الهدف الرئيسي للتصميم الإنشائي هو انتاج مبنى امن متكامل ومترايط لجميع النواحي الهندسية والإنشائية ، ومقاوم للمؤثرات الخارجية من زلازل ورياح وهبوط بالتربة ، لذلك لابد من تحديد العناصر الإنشائية ويكون ذلك بناء على مايلي:

- عامل الأمان (Safety factor) : ويتحقق هذا العامل من خلال اختيار مقاطع إنشائية قادرة على تحمل كافة القوى والاحمال والاجهادات الواقعة عليه.
- التكلفة الاقتصادية (Economy Cost) ويتحقق هذا العامل بالاعتماد على نوع المواد المستخدمة في البناء بحيث تكون مناسبة التكلفة وتلبى الغرض المستخدمه لأجله.
- حدود صلاحية العبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب الشقوق (Cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

٣-٣ الإختبارات العنلية:

قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي لابد من القيام ببعض الإختبارات والفحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات، وذلك من خلال عمل ثقب بأعداد وأعماق مناسبة مدروسه، وأخذ عينات من هذه التربة وعمل الفحوصات اللازمة عليها، وقد تم الحصول على قيمة قوة تحمل التربة للأرض القائم عليها المشروع وتساوي (٤كجم/سم^٢).

٣-٤ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

ان من اهم الاعمال للقيام بعملية التحليل والتصميم هو اقيام بالدراسة النظرية للمشروع للوصول الى افضل ما يكون من عمليات التحليل والتصميم، ويكون ذلك بعد دراسة العناصر الانشائية بشكل كامل للمبنى وتحديد الاحمال الواقعة على كل عنصر للوصول الى التصميم المثمن والامن وطريقة العمل المناسبة.

٣-٤-١ الاحمال:

هناك مجموعة من الاحمال واقعة على العناصر الانشائية التي سوف يتم تصميمها بحيث تكون قادرة على تحملها ومقاومتها دون حدوث انهيار للمنشأة، وتنقسم هذه الاحمال الى قسمين :

- ١- الاحمال الرئيسية (المباشرة) : وهذه الاحمال تتضمن الاحمال الميتة والاحمال الحية والاحمال الينينة .
- ٢- الاحمال الثانوية (غير المباشرة) : وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة ، والتأثير الحراري والزحف وهبوط الاساس .

لذلك تجب الدقة المتناهية في حسابات الاحمال، حيث ان الخطأ في مثل هذه الحسابات يؤثر سلبياً على التصميم الإنشائي وقد يكون هذا الخطأ فادحاً وقد يؤدي الي خسائر بشرية ومادية.

٣-٤-١-١ الاحمال الميتة:

هي احمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من اوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الانشائية و التجهيزات الثابتة فهي احمال تلتصق المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه. وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

جدول (١-٣) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (m ³ /kg)
1	المونة والبلاط	٢٣٠٠
2	الطعم	١٨١٠
3	الخرسانة	٢٤٥٠
4	الطوب	١٠٠٠
5	القضارة	٢٢٠٠
٦	الزمل	١٦٥٠

ملاحظة: تحسب اوزان القواطع بقيمة ١٢٥٠ كغم/م^٢ للمقطع.

٣-٤-١-٢ الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى، والتي تؤثر بشكل أساسي، وتوضع بشكل مؤقت ويمكن نقلها، ومن هذه الأوزان:

١. الأجهزة والمعدات.

٢. وزن الأثاث.

٣. القواطع المتحركة.

٤. واهم ما يمثلها الأشخاص.

هذه الأحمال تم تقديرها حسب استخدام المنشأة وتم وضعها في جداول خاصة حسب الكود الاردني، منها:

جدول (٢-٣) الأحمال الحية

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (m ² /kg)
1	المكاتب	٥٠٠
2	الأراج	٥٠٠
3	المشرف	٢٠٠
4	المكاتب	٢٥٠

٣-٤-١-٣ الأحمال البيئية:

هي حمل ثالث من الأحمال الهامة التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

١-الرياح:

أحمال الرياح تؤثر بقوة أفقية على المبنى، ولتحديد أحمال الرياح تم اعتماداً على سرعة الرياح التصوي التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح البحر وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الأخرى.

و سيتم اعتماد الكود الألماني (5-DIN 1055) للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، و باستخدام الجدول رقم (٣-٤) الموضح في مايلي :-

$$q = \frac{v^2}{1600}$$

حيث أن :-

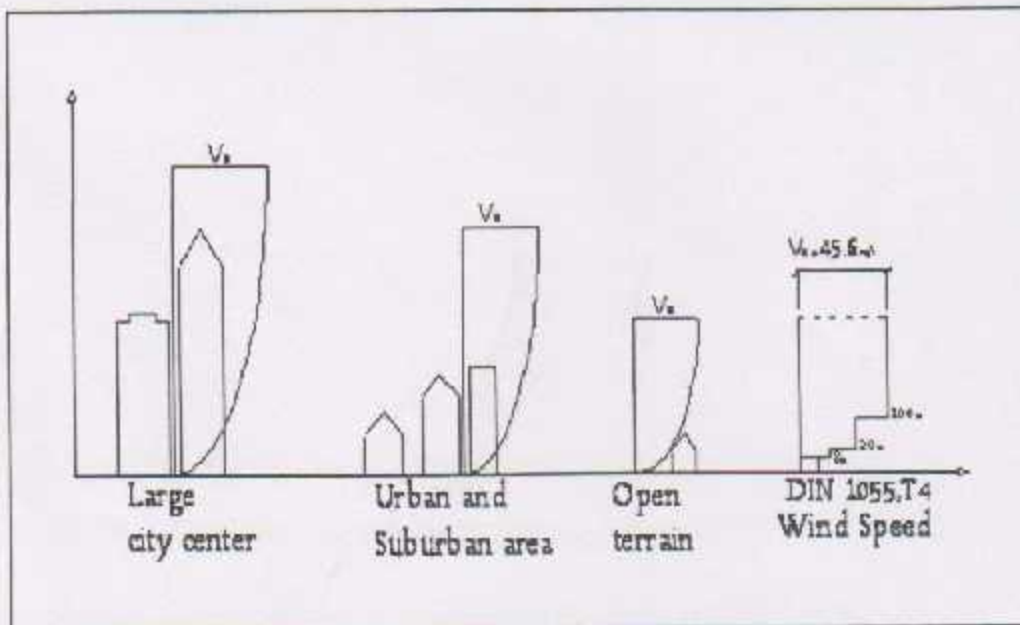
(q) Wind Velocity Pressure (الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة ووحده (KN\ m²)).

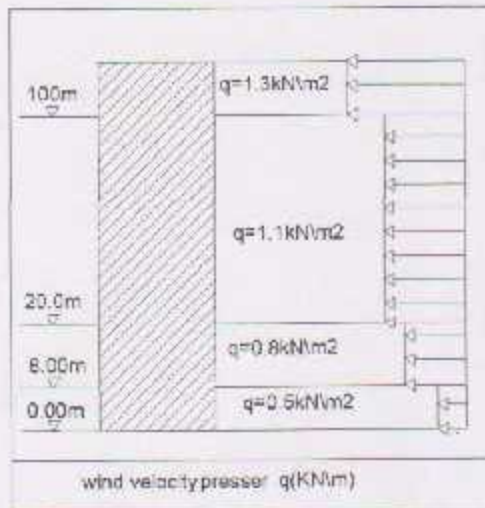
v: السرعة التصميمية للرياح (m\sec).

جدول (٣-٣)احمال الرياح

[m] . Height Above the surface	0 To 8	>8 To 20	>20 To 100	>100
[sec/m] . Wind Speed	3.28	8.35	42	6.45
(q) Wind Velocity Pressure /m ² /KN/	5.0	8.0	1.1	30.1

(q) Wind velocity pressure according to the german code (5-1055-DIN)





الشكل (١-٣) احمال الريح

Wind Resultant

$(m^2/kN)q$ * $C_p = W$

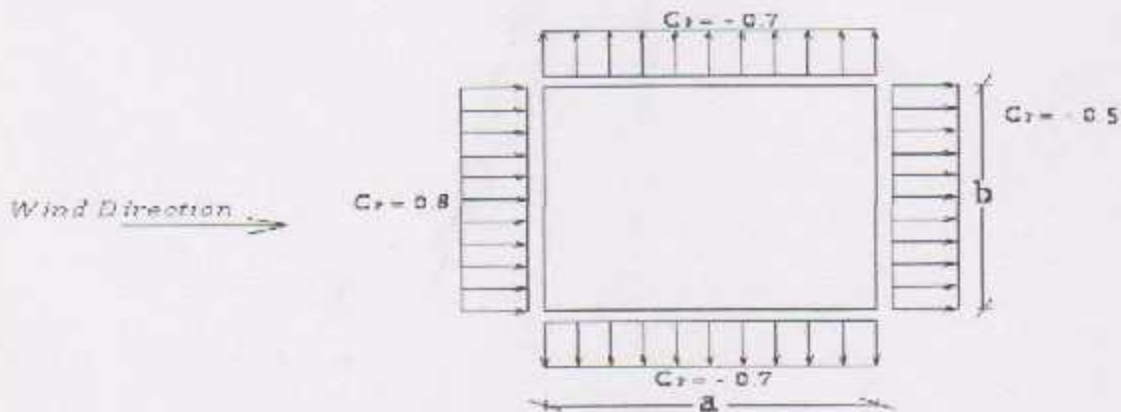
$(kN)A$ * $q * C_p = W$

Wind load :W

External pressure coefficient: C_p

External area :A

External pressure coefficient: C_p



الشكل (٢-٣) ثابت الضغط الخارجي

- $C_p = +0.8$)pressure, wind ward (
- $C_p = -0.5$)pressure, lee ward (
- $C_p = -0.7$) suction , side walls (, for $h/a > 0.5$
- $C_p = -0.5$) suction , side walls (, for $h/a < 0.5$

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

- الوزن النوعي للثلج .
- 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.

الجدول (٤-٣): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

أحمال الثلوج (M^2/KN)	علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)
0	$h < 250$
$(250-h)/1000$	$500 > h > 250$
$400 / (400-h)$	$1500 > h > 500$
$250 / (5.h - 812)$	$2500 > h > 1500$

استنادا الى جدول احمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر والذي يساوي (٩٢٠) وتبعاً للبيد الثالث تم حساب احمال الثلوج كالآتي:

$$\frac{1}{400}$$

$$3KN/M$$

$$(400-h) = \text{Snow load}$$

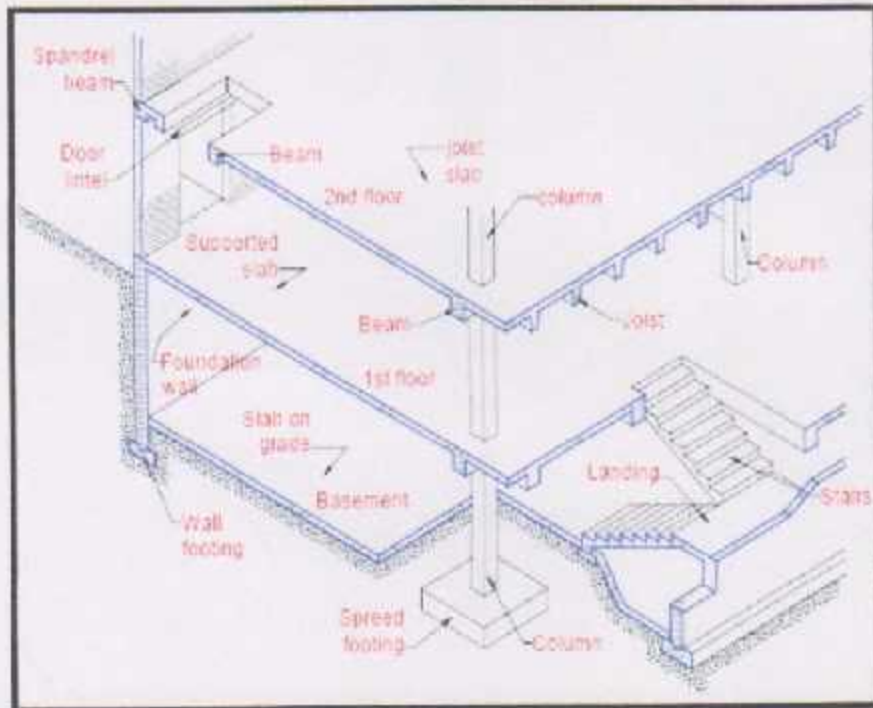
$$1 = \text{Snow load}$$

٣-الزلازل:أهم الأحمال البيئية عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى يتولد عنها عزوم منها عزوم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص، المصممة بسماكات و تسليح كافية ، تضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال لذا يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتمادا ورجوعا إلى الكود المستخدم :

((uniformbulding code UBC

٣-٥ العناصر الإنشائية:

كل مبنى يتكون عادةً من مجموعة من العناصر الإنشائية التي ترتبط مع بعضها لتتحافظ ع سلامة المبنى وضمان استمراريته، ومن أهم هذه العناصر العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغير ذلك.



الشكل رقم (٣-٣): بعض العناصر الإنشائية المكونة للمباني.

٣-٥-١ العقدات:

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

في قطعة الأرض المقام عليها المشروع، الذي اقتضى إلى التنوع المعماري في تصميم المكتبة وإلى إحداث مناسيب إنشائية في التصميم.

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

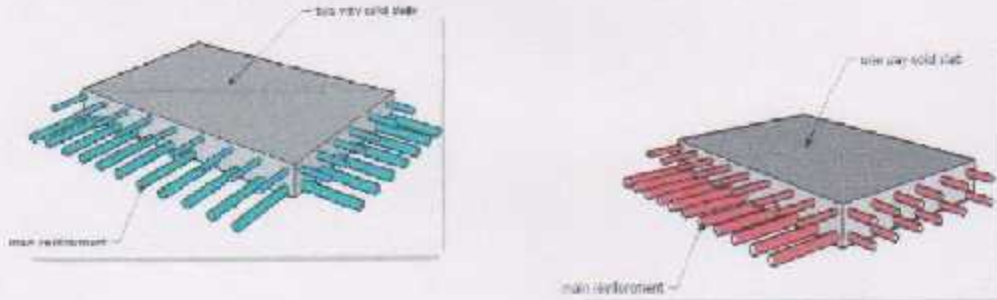
١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs).
٢. البلاطات المنفرجة (Ribbed Slabs).

ونظراً لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ، وتتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار ثلاثة أنواع من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة ، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :

- ١) العقدات المصمتة (Solid Slabs).
- ٢) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
- ٣) عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

٣-١-٥-٣ العقدات المصمتة (Solid Slabs):

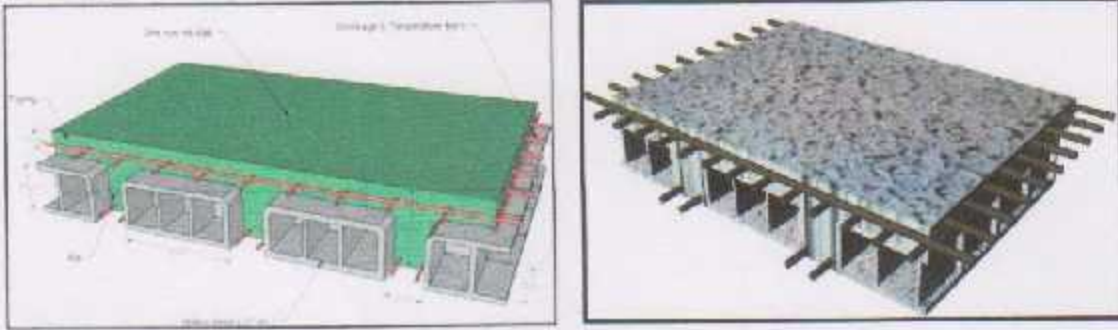
وينقسم هذا النوع من البلاطات إلى قسمين وهما: بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد، وبلاطات مصمتة ذات اتجاهين



الشكل (٣-٤) عقدات مصمتة ذات اتجاه واحد وذات اتجاهين

٣-١-٥-٣ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

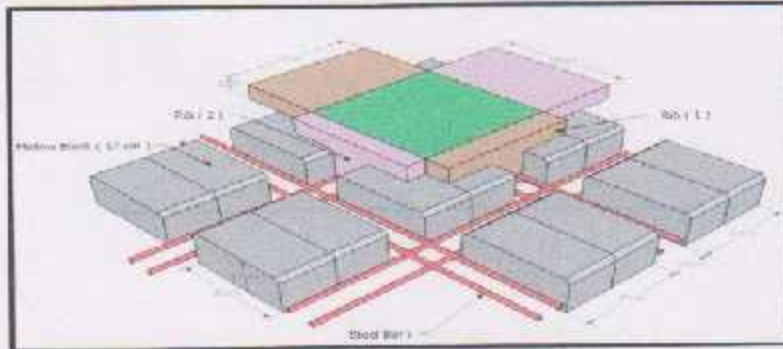
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ، ويستخدم ليحور بين الأضدة حتى ٧ م وقد تم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً لخفة وزنها وفعاليتها.



الشكل رقم (٣-٥): عتدات العصب ذات الاتجاه

٣-١-٥-٣ عتدات العصب ذات الاتجاهين ((Two way ribbed slab):

والتي تم استخدامها لبعض أجزاء المبنى وخاصة للأجزاء ذات المساحات الكبيرة نسبياً.



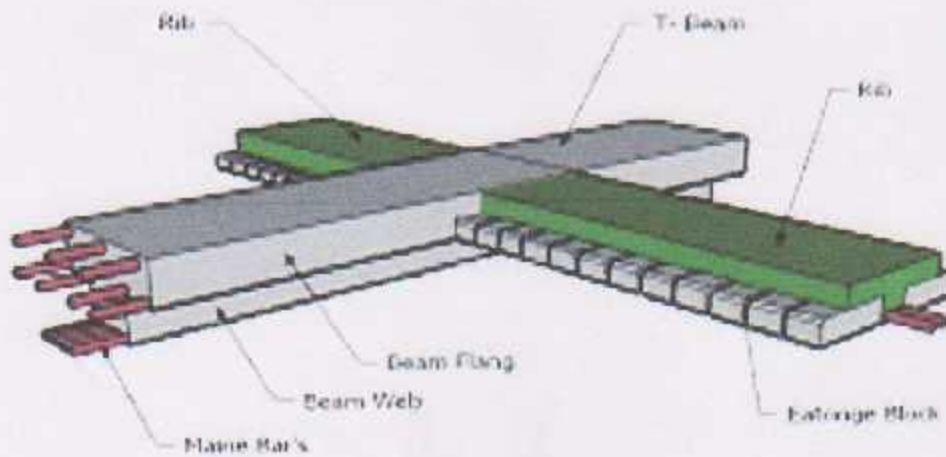
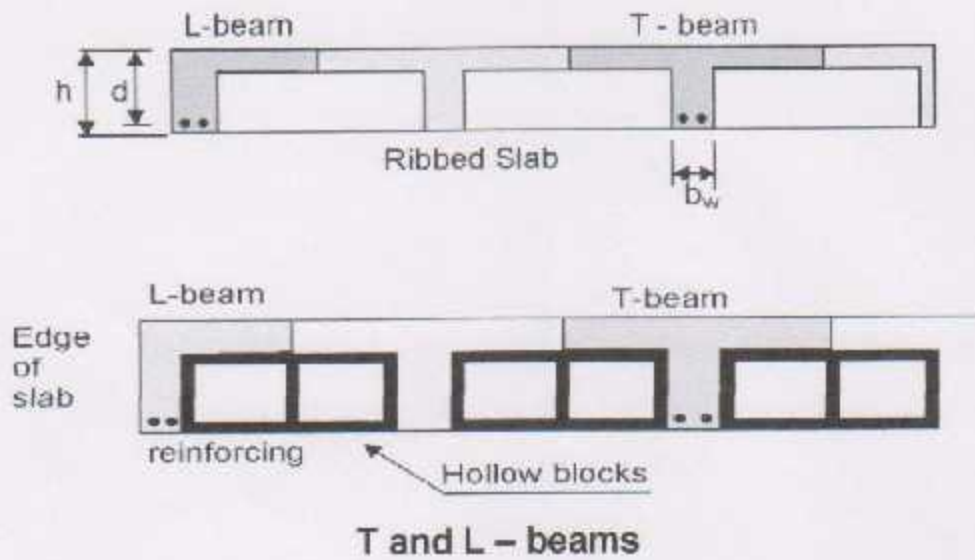
الشكل رقم (٣-٦): عتدات العصب ذات الاتجاهين

(٣-٥-٢) الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في تنقل الأحمال من البلاطات إلى الأعمدة ، وهي التي تبرز من العقدة إلى

الأسفل . يتضمن هذا المشروع أنواع مختلفة من الجسور:

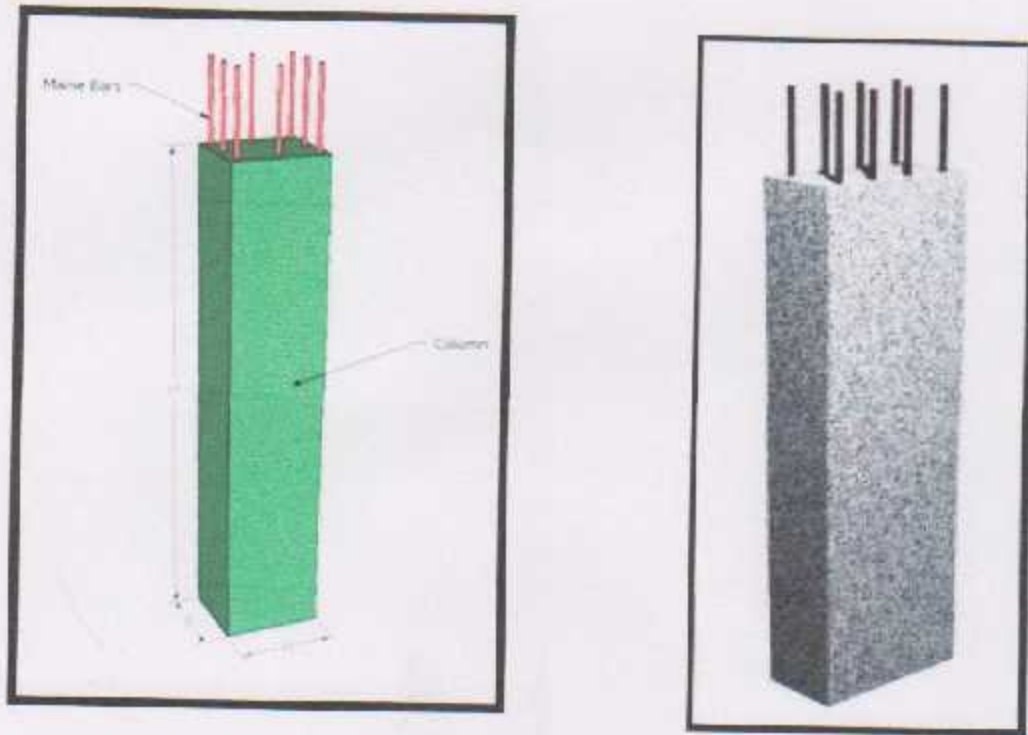
1. Up stand Beam
2. Spine Beam
3. down stand Beam .



شكل (٧-٣) بين شكل الجسر الخرساني.

٣-٥-٣ الأعمدة:

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيس في نقل الأحمال من العتبات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المنشأ فهي متنوعة من حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل، فهناك ما هو من الخرسانة المسلحة وأخرى من الحجر ويبين الشكل (٣-٤) عدد من مقاطع الأعمدة.

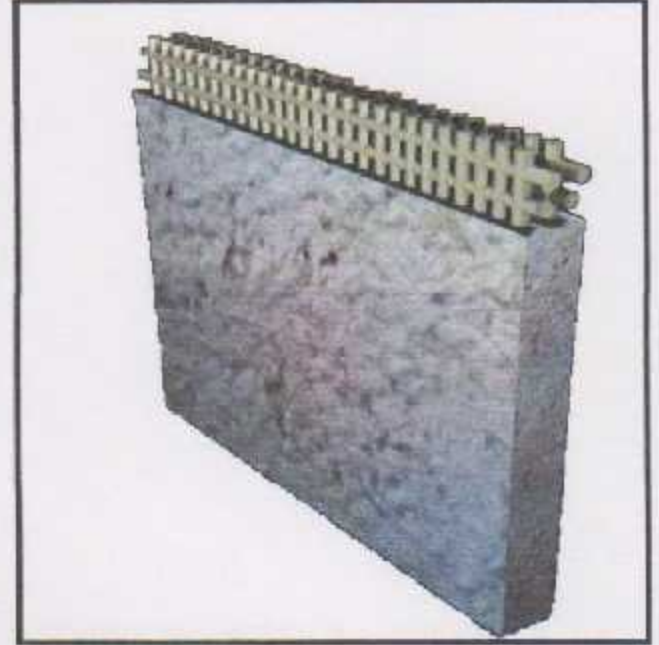
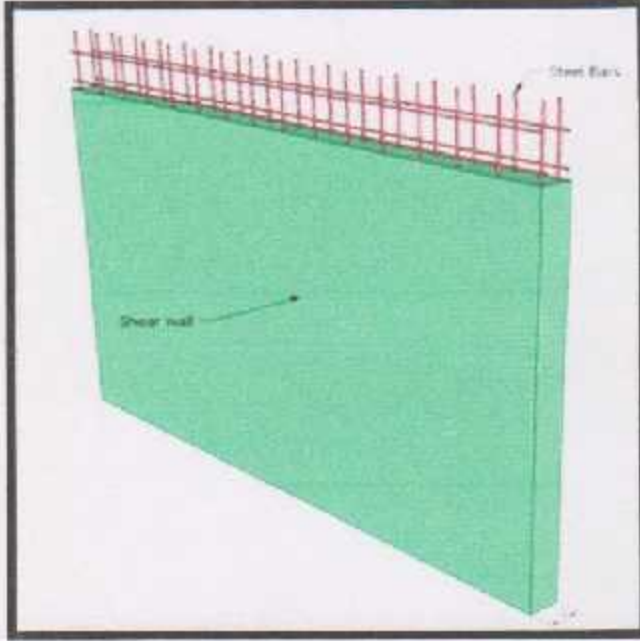


الشكل رقم (٣-٤): أحد أشكال الأعمدة.

٣-٥-٤ جدران القص:

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسطح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران

المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتصل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل معظمها 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 النقل للمبنى أقل ما يمكن. وأن تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي واثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية.

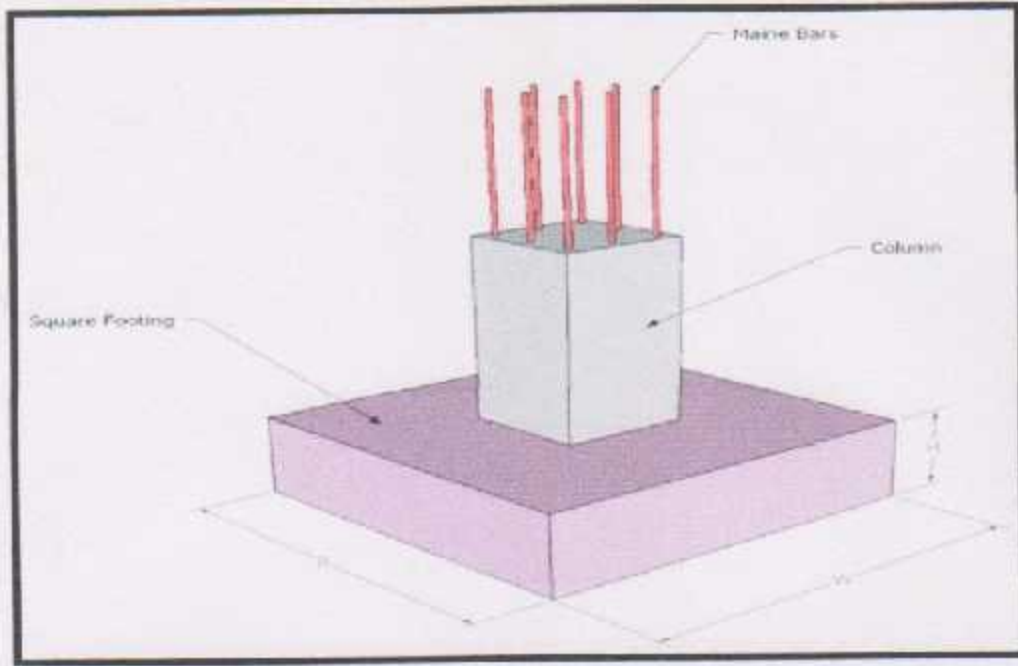


الشكل رقم (٣-٩): جدار القص.

٣-٥-٥ الأساسات:

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

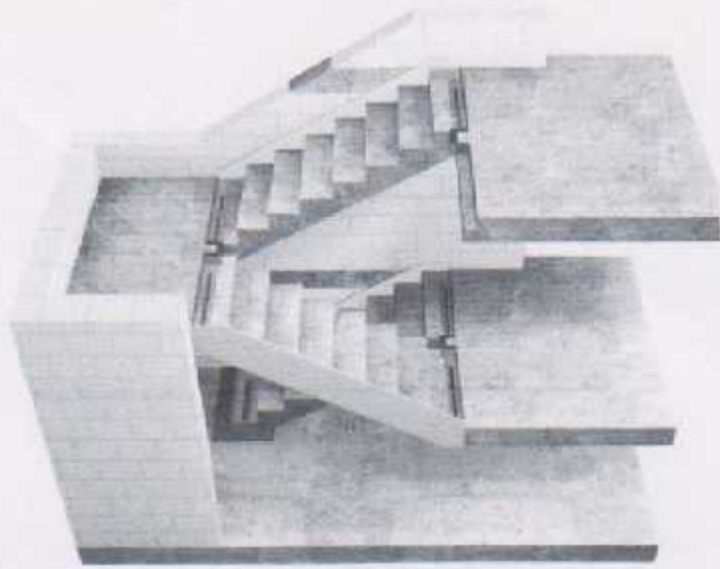
ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيراً إلى الأساسات، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناء على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس ونظراً لما يتخذ هيكلاً هذا المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.



الشكل رقم (١٠-٣): شكل أحد الأساس

٦-٥-٣ الأبراج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسبة. وتم استخدامها في مشرونا بشكل واضح موزعة في المشروع.



الشكل رقم (٣-١١): الأندراج

4

Chapter Four Structural Analysis and Design

- 4 – 1 Introduction.
- 4 – 2 Factored Loads.
- 4 -3 Determination of thickness.
- 4 – 4 Design of tow way.
- 4 – 5 Design of Topping.
- 4-6 Design of rip 8
- 4-7 Design of beam and rips
- 4-8 Design of deep beam.
- 4-9 Design of column.
- 4-10 Design of stair wall.
- 4-11 Design of bunching.
- 4-12 Design of stair.
- 4-13 Design of shear wall.
- 4-14 Design of isolated footing.
- 4-15 Design of mat foundation.

4.1 Introduction

Concrete is a construction material composed of cement) commonly Portland cement (as well as other cementitious materials such as fly ash and slag cement, aggregate) generally a coarse aggregate such as gravel, limestone, or granite, plus a fine aggregate such as sand(, water, and chemical admixtures .The word concrete comes from the Latin word "concretus", which means "hardened "or "hard."

Concrete solidifies and hardens after mixing with water and placement due to a chemical process known as hydration .The water reacts with the cement, which bonds the other components together, eventually creating a stone-like material .Concrete is used to make pavements, architectural structures, foundations, motorways/roads, bridges/overpasses, parking structures, brick/block walls and footings for gates.

In This Project, there are three types of slabs :solid slabs, one-way ribbed and two-way ribbed slabs . They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer

Program called "ATIR -Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required steel for some members.

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

4.2 Factored Loads:

The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

$$q_u = 1.2DL + 1.6L \quad \text{ACI-318-02 (9.2.1)}$$

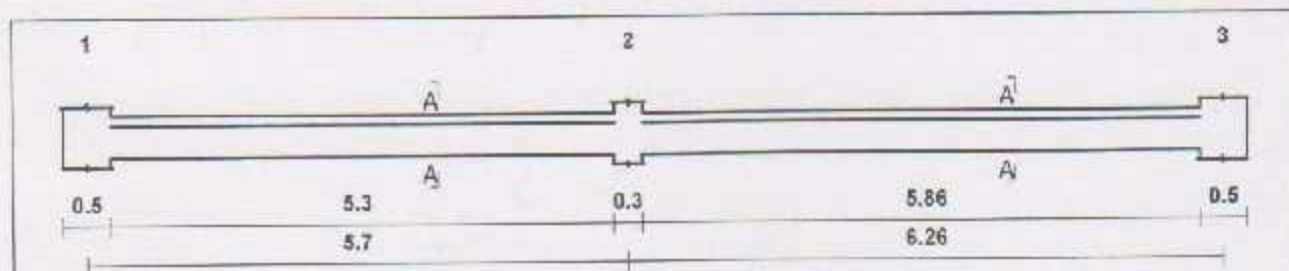
4.3 Determination of Thickness:

4.3.1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab-:

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.

(a.5.9) The overall depth must satisfy ACI Table

(1.4) in basement floor, as shown in fig (R8) For rib



Fig(.4-1) Rib (8)in the seconded floor

Spans from left to right for one way slab:

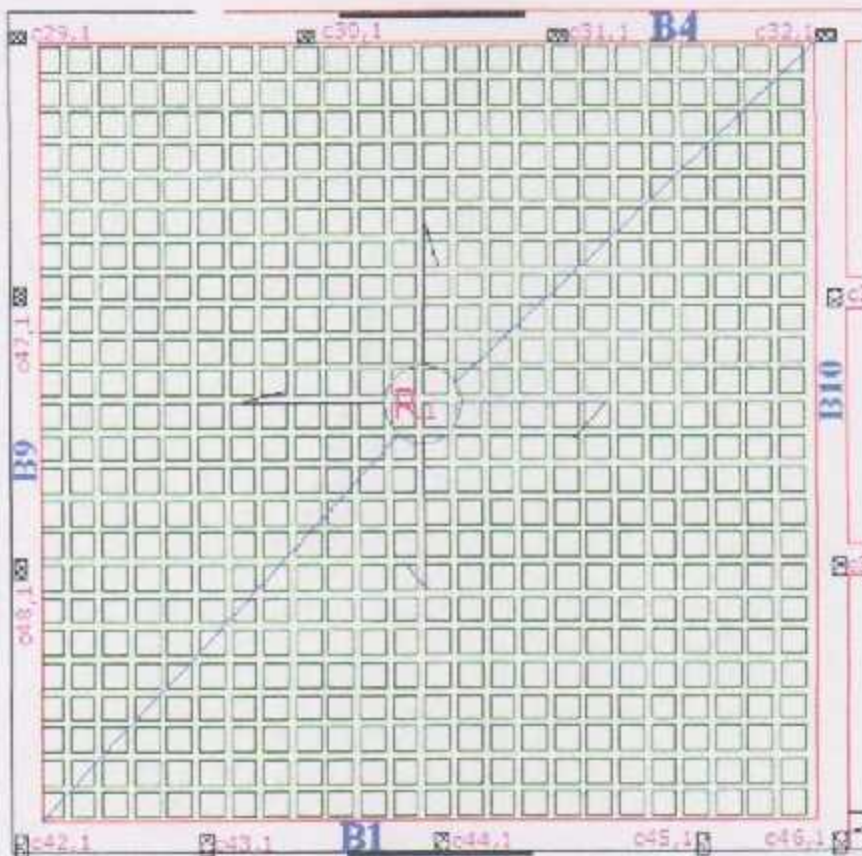
$$\frac{L}{18.5} = \frac{5.7}{18.5} = 0.31 \text{ m}$$

(5a.9)02 318-ACI

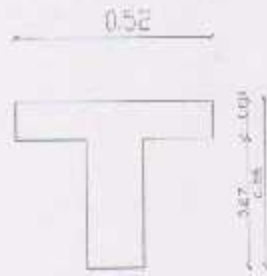
$$\frac{L}{18.5} = \frac{6.26}{18.5} = 0.338 \text{ m}$$

For Rib(8) in the Second floor 35 cm control.

4.3.2 Determination of Thickness for Two Way Rib Slab:-



$$\bar{Y} = \frac{\sum AY}{\sum A}$$



$$\bar{Y} = \frac{0.37 * 0.08 * 0.04 + 0.15 * 0.35 * 0.175}{0.37 * 0.08 + 0.15 * 0.35} = 0.126m$$

$$I_{mb} = \frac{0.52 \times (0.126)^2}{3} - \frac{(0.37) \times (0.046)^2}{3} + \frac{0.15 \times (0.224)^2}{3}$$

$$I_{mb} = 7.8 \times 10^{-4} m^4 / b$$

$$I_{slab} = \frac{7.8 \times 10^{-4}}{0.52} \times 13 = 195 \times 10^{-4} m^4$$



$$I_b = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} * 1.2 * (0.35)^3 = 4.3 * 10^{-3}$$

$$\alpha_n = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = \frac{0.22 + 0.22}{2} = 0.22$$

$$0.2 < \alpha < 2 \implies 0.2 < 0.22 < 2$$

According to ACI-code:

$$h_m = \frac{\ln(0.8 + fy/1500)}{36 + 5\beta(\alpha - 0.2)} \quad \text{ACI-318-02 (Eq: 9-1)}$$

Fig. (4-2) two way rib slab

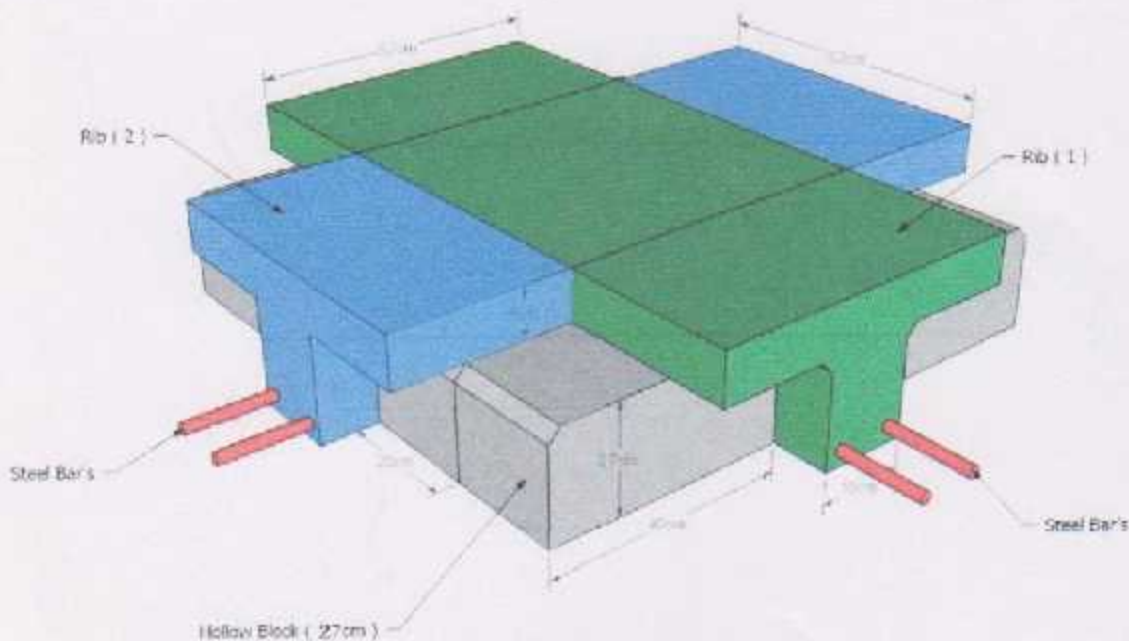
$$\beta = \frac{L_2}{L_1} = \frac{13}{13} = 1$$

$$h_m = \frac{13(0.8 + 420/1500)}{36 + 5 * 1(0.22 - 0.2)} = 0.32m = 32cm$$

We select from one & two way rib slab, The Thickness Rib Slab = 35 cm

4.3.3 Two-way ribbed slab.

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



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

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

No.	Parts of Rib	Calculation
1	Rib	$0.15 \times 0.27 \times (0.52 + 0.4) \times 24.5 = 0.91 \text{ KN/unit}$
2	Top Slab	$0.08 \times 0.52 \times 0.52 \times 24.5 = 0.53 \text{ KN/unit}$
3	Plaster	$0.03 \times 0.52 \times 0.52 \times 22 = 0.178 \text{ KN/unit}$
4	Block	$0.27 \times 0.4 \times 0.4 \times 10 = 0.432 \text{ KN/unit}$
5	Sand Fill	$0.12 \times 0.52 \times 0.52 \times 16.4 = 0.532 \text{ KN/unit}$
6	Tile & Mortar	$0.05 \times 0.52 \times 0.52 \times 24 = 0.324 \text{ KN/unit}$
		2.91
		KN/unit

- (0.52×0.52) units

Nominal Total Dead Load:

$$D.L._{total} = .73 + 0.53 + 0.178 + 0.432 + 0.532 + 0.324 = 2.91 \text{ KN/unit}$$

$$\text{Dead load}_{total} = 2.91 / (0.52 \times 0.52) = 10.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Live load} = 5 \text{ KN/m}^2$$

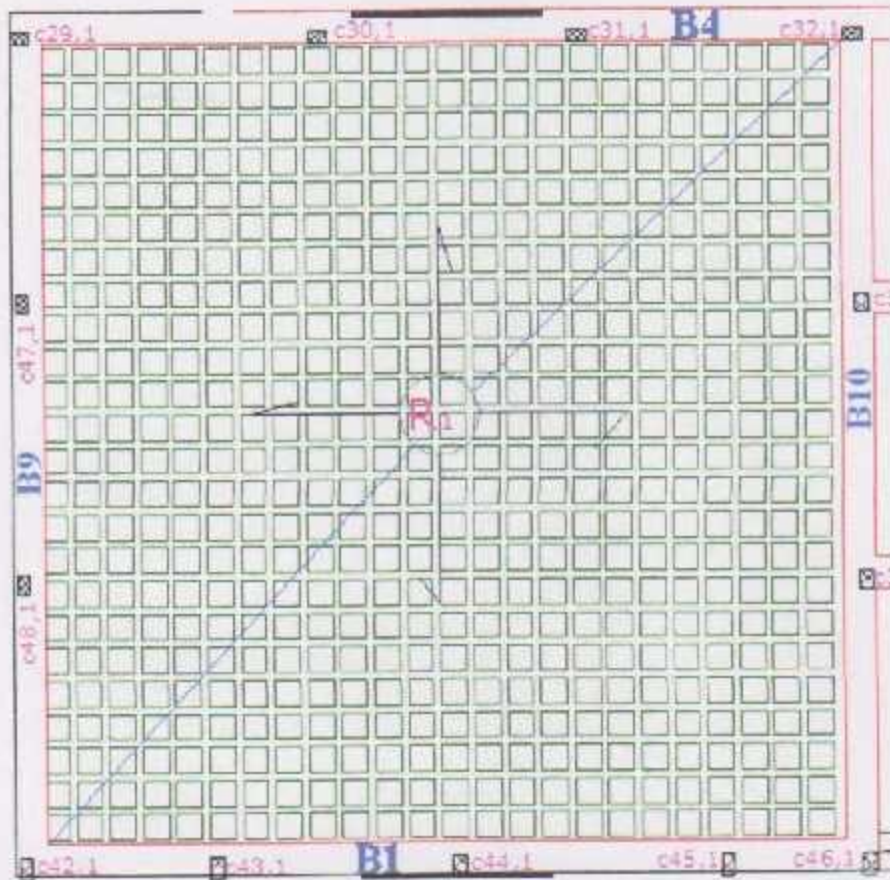
$$\text{Factored dead Load} = 1.2 \times 10.81 = 12.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Factored live Load} = 1.6 \times 5 = 8 \text{ KN/m}^2$$

$$W_u = 12.97 + 8$$

$$= 20.97 \text{ KN/m}^2$$

4.4 Design Of Two Way Ripped:



4-4-1 Determination of loads :

Dead load = 10.06KN/m²

Live load = 5 KN/m²

$$q_u = (1.2 * 10.06) + (1.6 * 5) = 20.072 \text{ KN/m}^2$$

4-4-2 Check of shear :

$$\frac{L_a}{L_b} = \frac{1}{1}$$

From Table 12.6

Case 4

$$w_a = 0.5$$

$$w_b = 0.5$$

$$(V_u)_E = \frac{(12.072+8) \cdot 13 + 13 \cdot 0.52 \cdot 0.5}{2 \cdot 13} = 33.92 \text{ KN}$$

$$(V_u)_B = \frac{(12.072+8) \cdot 13 + 13 \cdot 0.52 \cdot 0.5}{2 \cdot 13} = 33.92 \text{ KN}$$

$$V_u \text{ max} = 33.92 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75 \sqrt{f_c'}}{6} (b_w)(d)$$

$$= \frac{0.75 \sqrt{24}}{6} (0.15)(0.316) \cdot 10^3 = 29.025 \text{ KN}$$

$$1.1 \cdot \phi V_c = 1.1 \cdot 29.025 = 31.93 \text{ KN}$$

$$V_u > \phi V_c$$

$$\phi V_{s \text{ min}} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \cdot b_w \cdot d = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \cdot 0.12 \cdot 0.316 \cdot 10^3 = 9.48 \text{ KN}$$

$$\phi V_{s \text{ min}} = 9.48 \text{ KN}$$

$$V_u = 33.92 \text{ KN}$$

$$\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c + \phi \cdot \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w \cdot d$$

$$29.03 < 33.92 \leq (29.03 + 9.48)$$

$$29.03 < 33.92 \leq 38.51$$

Ok...

So categories (4) satisfy:

Minimum shear reinforcement required, so,

$$S = \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{\phi V_s}$$

$$= \frac{0.75 \cdot 1.57 \cdot 420 \cdot 316}{9.48 \cdot 10^3} = 16.49 \text{ cm}$$

$$S = d/2 = 31.6/2 = 15.8 \text{ cm}$$

$S \leq 60 \text{ cm}$.

Use $S = 10 \text{ cm}$

Then we use $\Phi 10 @ 10 \text{ cm}$

4-4-3 Design of reinforcement :

$$W_{uD} = 1.2 * 10.06 = 12.072 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{uL} = 1.6 * 5 = 8 \text{ KN/m}^2$$

4-4-3-1 Positive moment :

$$\frac{L_a}{L_b} = \frac{13}{13}$$

$$C_{a_d} = 0.027$$

$$C_{b_d} = 0.027$$

$$C_{a_L} = 0.032$$

$$C_{b_L} = 0.032$$

$$M_{a+} = (0.027 * 12.072 * 13^2 + 0.032 * 8 * 13^2) * 0.52 = 51.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{b+} = (0.027 * 12.072 * 13^2 + 0.032 * 8 * 13^2) * 0.52 = 51.14 \text{ KN.m}$$

4-4-3-2 Negative moment :

$$\frac{L_a}{L_b} = \frac{13}{13}$$

$$C_a = 0.05$$

$$C_b = 0.05$$

$$M_a = 0.05 * (12.072 + 8) * 13^2 * 0.52 = 88.2 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0.05 * (12.072 + 8) * 13^2 * 0.52 = 88.2 \text{ KN.m}$$

Design of positive moment in X & Y direction:

$$Mu = 51.14 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{51.14}{0.9} = 56.82 \text{ KN.m}$$

$$Rn = \frac{56.82 * 10^6}{520 * (316)^2} = 1.09 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.09}{420}} \right) = 2.67 * 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho * b * d = 2.67 * 10^{-3} * 52 * 31.6 = 4.39 \text{ cm}^2$$

Check As_{min}

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4fy} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (15)(31.6) = 1.38 \text{ cm}^2$$

Not less than

$$As_{i, min} = \frac{1.4}{fy} * b * d = \frac{1.4}{420} (15)(31.6) = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 1.58 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{controls}$$

$$As_{req} = 4.39 \text{ cm}^2 > As_{min} = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{select } As_{req} = 4.39 \text{ cm}^2$$

Use 2 Φ 18

$$\text{Required number of bars} = \frac{4.39}{2.54} = 2$$

$$\text{Select } 2\phi 18 \dots As_{provided} = 2 * 2.54 = 5.08 \text{ cm}^2 > 4.39 \dots \dots \text{OK}$$

Check for strain

Tension – compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$508 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 20.11 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.11}{0.85} = 23.66 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{316 - 23.66}{23.66} * 0.003 = 0.037$$

$$\epsilon_s = 0.037 > 0.005$$

Ok

Design of Negative moment in X & Y direction:

$$M_u = 88.2 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{88.2}{0.9} = 98 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{98 * 10^{-6}}{150 * (316)^2} = 6.54 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 6.54}{420}} \right) = 0.019$$

$$A_{s_{min}} = \rho * b * d = 0.019 * 15 * 31.6 = 9 \text{ cm}^2$$

Check $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} * b * d = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (15)(31.6) = 1.38 \text{ cm}^2$$

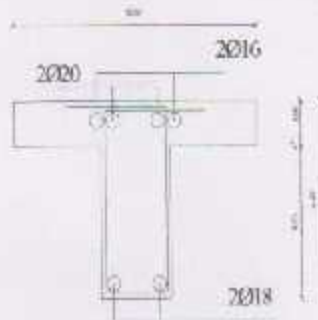
$$A_{y_{min}} = \frac{1.4}{f_y} * b * d = \frac{1.4}{420} (15)(31.6) = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 1.58 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{controls}$$

$$A_{s \text{ req}} = 9 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{select } A_{s \text{ req}} = 9 \text{ cm}^2 =$$

Select 2 ϕ 20 & 2 ϕ 16..... $A_s \text{ provided} = 10.30 \text{ cm}^2 > 9 \dots\dots \text{OK}$



Check for strain

Tension – compression

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

$$1030.12 * 420 = 0.85 * 24 * 150 * a$$

$$a = 129.4 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{129.39}{0.85} = 166.34 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{316 - 166.34}{166.34} * 0.003 = 0.0027$$

$$\epsilon_s = 0.0027 > 0.005$$

OK

Top reinforcement :

According to shrinkage & temperature :

Use $\Phi 10@ 25 \text{ cm}$ with $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ shrinkage}} = 2.7 \text{ cm}^2 \dots\dots$

4.5 Design of Topping

4.5.1 Design of Topping for One-Way Ribbed Slab:

Dead load – total dead load – dead load of one rib

(4 – 2) Table . Calculation of the total dead load for the topping

No	Parts of Rib	Calculation
1	concreat	$5.24 * 08.0 = 96.1 \text{ KN/m}$
2	Sand Fill	$0.12 * 16.4 = 1.968 \text{ KN/m}$
3	Tile	$0.03 * 24 = 0.72 \text{ KN/m}$
4	Mortar	$0.02 * 24 = 0.48 \text{ KN/m}$
		128.5
		KN/m

DL = 5.128 KN/m

$$W_u = (1.2 * 5.128) + (1.6 * 2)$$

$$= 9.35 \text{ KN/m}^2$$

→ For a one meter strip $W_u = 9.35 \text{ KN/m}$

Assume slab fixed at supported points (ribs):

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

$$M_u = \frac{9.35 * 0.4^2}{12} = 0.125 \text{ KN.m}$$

$$f_c' = 0.8 * 30 = 24$$

$$f_r = 0.42 * \sqrt{f_c'} \text{ (MPa) ACI-318-02 (22-5.1)}$$

$$f_r = 0.42 * \sqrt{24} \text{ (MPa)} = 2.06 \text{ MPa}$$

$$= 2.06 * 10^{-3} * 10^6 = 2060 \text{ KN/m}^2$$

$$M_n = f_r * s$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.00 \times (0.08^2)}{6} = 1.06 \times 10^{-3} m^3$$

$$M_n = 2060 * 1.06 \times 10^{-3} = 2.194 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 0.55 * 2.184 = 1.207 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 1.207 \text{ KN.m} > M_u = -0.125 \text{ KN.m}$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$$\rho = 0.0018$$

ACI-318-02 (7.12.2)

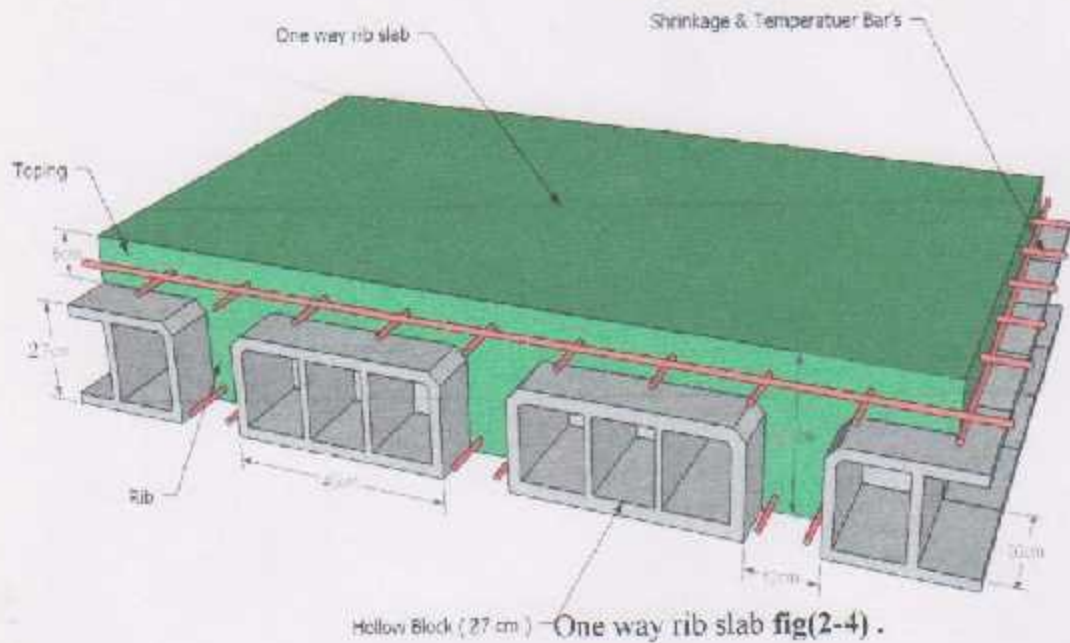
$$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 100 * 8 = 1.44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Use 1 Φ 8 /25 cm , with $A_{s,provided} = 1.5 \text{ cm}^2/\text{m}$ both directions.

4.5 Load Calculation:

First: One -way ribbed slab

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



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

(4 - 1) Table Calculation of the total dead load for one way rib slab

No	Parts of Rib	Calculation
1	Rib	$0.12 \times 0.27 \times 24.5 = 0.7938 \text{ KN/m}$
2	Top Slab	$5.24 \times 52.0 \times 08.0 = 0192.1 \text{ KN/m}$
3	Plaster	$0.03 \times 0.52 \times 22 = 0.3432 \text{ KN/m}$
4	Block	$0.27 \times 0.4 \times 10 = 1.08 \text{ KN/m}$
5	Sand Fill	$0.12 \times 0.52 \times 16.4 = 1.023 \text{ KN/m}$
6	Tile	$0.03 \times 0.52 \times 24 = 0.374 \text{ KN/m}$
7	Mortar	$0.52 \times 0.02 \times 24 = 0.2496 \text{ KN/m}$

Nominal Total Dead Load:

$$D.L._{total} = 0.7938 + 1.019 + 0.3432 + 1.08 + 0.374 + 1.023 + 0.2496 = 4.8 \text{ KN/m of rib}$$

$$\text{Total dead load} = 4.8 / 0.52 = 9.23 \text{ KN/m}^2$$

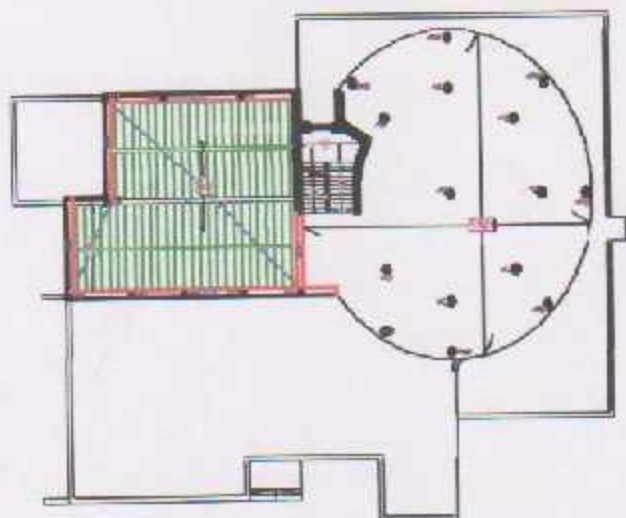
LIVE LOAD =

$$\text{Live load} = 2 * 0.52 = 1.04 \text{ KN/m of rib}$$

$$\text{Factored dead Load} = 1.2 * 4.8 = 5.76 \text{ KN/m}$$

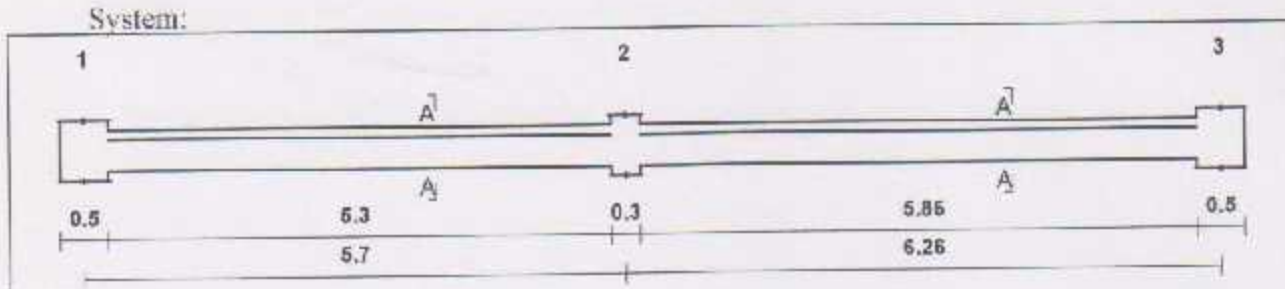
$$\text{Factored live Load} = 1.6 * 1.04 = 1.664 \text{ KN/m}$$

4.6 Design of Rib (8):



seconded floor

Rib and beam location(3-4).Fig

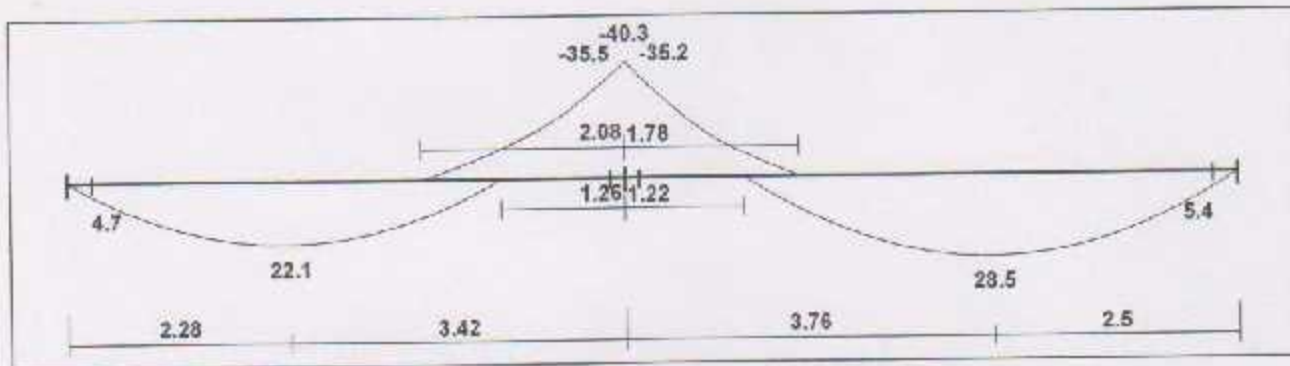


Fig(.4 - 4) Span Length of rib (20)

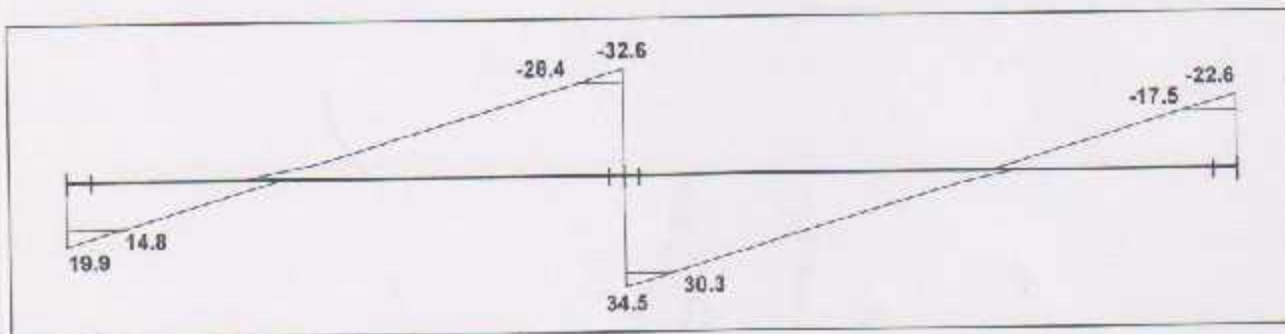
Section $b_w = 12\text{cm}$, $h = 35\text{cm}$, $d = 316\text{cm}$, $Tf = 8\text{cm}$

Materials :concreat: $f_c = 24$ reinforcement : $f_y = 420$

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



Fig(4 -5) Moment diagram for rib (8)-(KN.m)



Fig(4 -6) Shear diagram for rib (20)-(KN)

4.6.1 Design of Positive Moment for (Rib 8)

This design for 6.26 m span

Effective Flange width (b_E) ACI-318-02 (8.10.2)

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

$$b_E = l_1 / 4 = 6.26 / 4 = 0.92 \text{ m} = 920 \text{ cm}$$

$$b_E = 12 + 16t = (12 + 16)8 = 140 \text{ cm}$$

$$b_E = bw + Lc/2 = 12 + 0.4/2 + 0.4/2 = 52 \text{ cm}$$

Control.....52cm

» Use M_E max positive for span = 28.5 kN.m

$$M_{required} = 28.5 / 0.9 = 31.67 \text{ kN.m}$$

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

For $a = t = 8 \text{ cm}$

$$C = 0.85 f_c t b_E = 0.85 (24) (80) (520/1000) = 848.6 \text{ KN}$$

$$d = h - \text{cover} - d/2 = 350 - 20 - 8 - 6 = 316 \text{ mm}$$

$$M_n = T \text{ or } C d = 0.5 a = (848.6) (316) - (0.5 \cdot 80/1000) = 243 \text{ KN.m}$$

$$M_{n \text{ available}} = 243 \text{ KN.m} > M_{n \text{ required}} = 31.6 \text{ KN.m}$$

Design as a rectangular with $b_E = 52 \text{ cm}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(316) = 1.105 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(316) = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 1.26 \text{ cm}^2 \geq 1.105 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 1.26 \text{ cm}^2$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{31.67 * (10)^6}{(520)(316)^2} = 0.6099$$



$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.6099}{420}} \right) = 0.0015$$

$$A_s = 0.0015 * 52 * (31.6) = 2.465 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}}$$

$$A_{s \text{ req}} = 2.46 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 2.46 / 1.54 = 1.6$$

$$* \text{Note } A_{\Phi 14} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Select bottom bars 2Φ14

$$08 \text{ cm}^2 = \text{(provide) Total } A_s$$

:Check Strain *

Compression - Tension

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

$$3.08 \times 100 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 4.47 \text{ cm}$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{4.47}{0.85} = 5.26 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{316 - 5.26}{5.26} \times 0.003 = 0.177$$

$$\epsilon_s = 0.177 > 0.005$$

Ok.....

4.6.2 Design of Negative Moment for (Rib 8):

The maximum negative moment from spans with support is

$$M_u = 40.3 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 40.3 / 0.9 = 44.78 \text{ kN.m}$$

Design of T-section for negative moment as rectangular section with

($b_w = b$)

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(316) = 1.105 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(316) = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 1.26 \text{ cm}^2 \geq 1.105 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$m = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{44.78 * (10)^6}{(120)(316)^2} = 0.473$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 3.74}{420}} \right) = 0.0099 \quad A_s = 0.0099(120)(316) = 3.757 \text{ cm}^2$$

$$3.757 \text{ cm}^2 > A_s \text{ min}$$

$$A_{s \text{ req}} = 3.757 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 3.757 / 2.0096 = 1.8$$

*Note $A_{s16} = 2.009 \text{ cm}^2$

Select bar 2 $\Phi 16$

$$\text{Total } A_{s \text{ provide}} = 4.018 \text{ cm}^2$$

*Check strain:

Tension - Compression

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

$$4.018 \times 100 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 15.9 \text{ mm}$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{15.9}{0.85} = 18.7 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{316 - 18.7}{18.7} \times 0.003 = 0.047$$

$$\epsilon_s = 0.047 > 0.005$$

Ok.....

4.6.3 Design of Positive Moment for (Rib 8):

This design for 5.3 m span

Effective Flange width (b_f)

ACI-318-02 (8.10.2)

b_f For T-section is as the following:

52cm

» Use M_u max positive for span = 22.1 kN.m

$$M_{\text{required}} = 22.1/0.9 = 24.56 \text{ kN.m}$$

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

For $a = t = 8 \text{ cm}$

$$C = 0.85 f_c t b_e = 0.85 (24) (80) (520/1000) = 848.6 \text{ KN}$$

$$d = h - \text{cover} - d/2 = 350 - 20 - 8 - 6 = 316 \text{ mm}$$

$$M_n = T \text{ or } C) d - 0.5 a = (848.6) 316 - 0.5 (80/1000)) = 283.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{et available}} = 283.4 \text{ KN.m} > M_{\text{n required}} = 24.56 \text{ KN.m}$$

Design as a rectangular with $b_e = 52 \text{ cm}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(316) = 1.105 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(316) = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 1.26 \text{ cm}^2 \geq 1.105 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 1.26 \text{ cm}^2$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{24.56 * (10)^6}{(520)(316)^2} = 0.473$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.473}{420}} \right) = 0.0011$$

$$A_s \text{ req} = 0.0011(52)(316) = 1.807 \text{ cm}^2 > A_s \text{ min} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 1.807/1.5 = 1.204 \quad * \text{Note } A_{\Phi 12} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Select bottom bars 2Φ12

07 cm².3 - (provide) Total As

***Check strain:**

Tension = Compression

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

$$3.07 \times 100 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 12.15 \text{ mm}$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{12.15}{0.85} = 14.29 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{316 - 14.29}{14.29} \times 0.003 = 0.063$$

$$\epsilon_s = 0.126 > 0.005$$

Ok.....

4-6-4 Design shear for rib (8)

- At support No 2:

Factored shear forces at $d=0.316$ m from support

$$V_u = 30.1 \text{ kN}$$

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

Determine shear strength provided by concrete ΦV_c

$$\Phi V_c = \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.12 * 0.316 * 10^3 = 23.22 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} * 23.22 = 11.61$$

$$V_u = 30.1 > \frac{1}{2} \Phi V_c = 11.61 \dots\dots\dots \text{not control}$$

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

$$V_u = 30.1 > \Phi V_c = 23.22$$

$$3. \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}}$$

Determine shear strength provided by steel ΦV_s

$$\Phi V_{s_{min}} = \left(\frac{1}{16}\right) * \sqrt{f_c'} * b_w * d \geq \phi \left(\frac{1}{3}\right) * b_w * d$$

$$\Phi V_{s_{min}} = \left(\frac{1}{16}\right) * \sqrt{24} * 0.12 * 0.316 * 10^3 \geq 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * 0.12 * 0.316 * 10^3$$

$$\Phi V_{s_{min}} = 11.61 \geq 9.48$$

$$11.61 \dots \dots \dots \text{control } \Phi V_c + \Phi V_{s_{min}} = 23.22 + 11.61 = 34.83 \text{ kN}$$

$$V_u = 30.1 \text{ kN} < \Phi V_c + \Phi V_{s_{min}} = 34.83 \text{ kN}$$

Item (3)..... minimum reinforcement

$$A_v = 2 \times 50.2 \times = 100 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{\Phi * A_v * f_y * d}{\Phi V_s}$$

$$= \frac{0.75 * (100.4) * 420 * 316}{11.61 * 10^3} = 861.4 \text{ mm}$$

$$S \leq d/2 = 316/2 = 158 \text{ mm}$$

$$S \leq 600 \text{ mm}$$

Use $S = 15 \text{ cm}$

At support No 1 and 2: Minimum shear reinforcement is required

- Select 2 leg $\Phi 8 @ 15 \text{ cm}$

4.7 Design of reinforcement beams

4-7.1 Design of beam (30):

Section: $h = 35 \text{ cm}$, $d = 9.20 \text{ cm}$, $b = 50 \text{ cm}$

Materials :concreat: $f_c = 24$ reinforcement : $f_y = 420$

System:

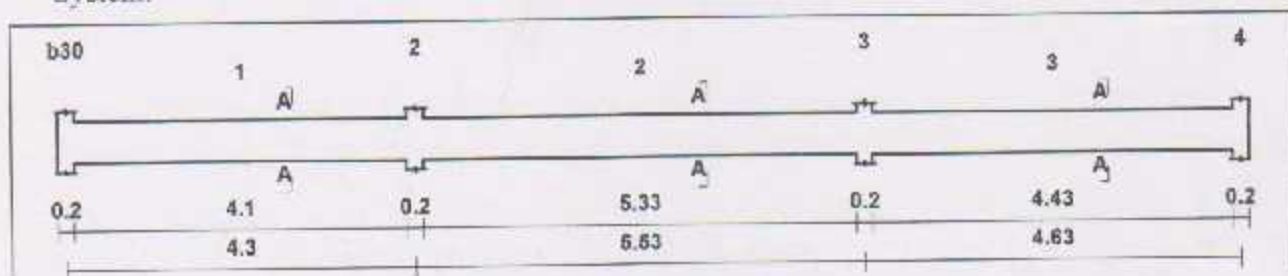


Fig.(4-7) Span Length of beam 30

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

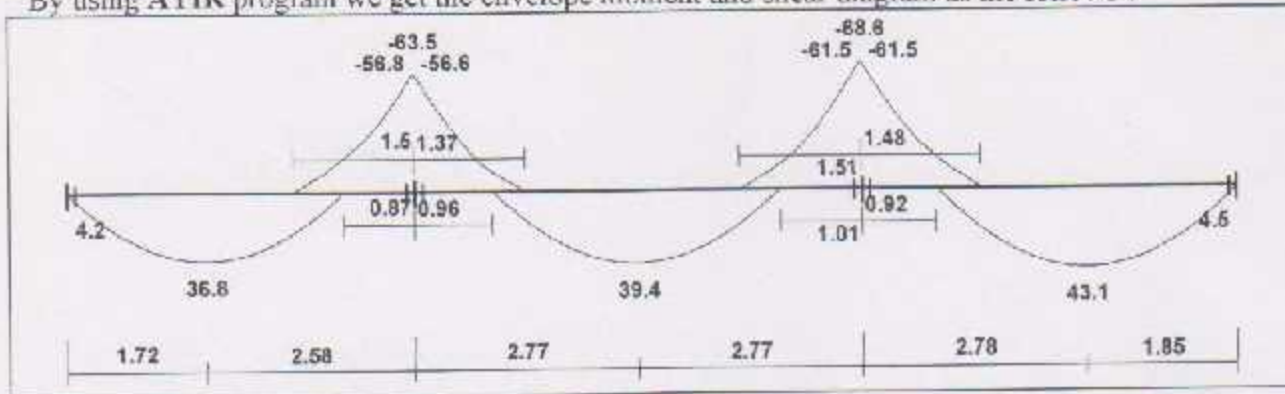
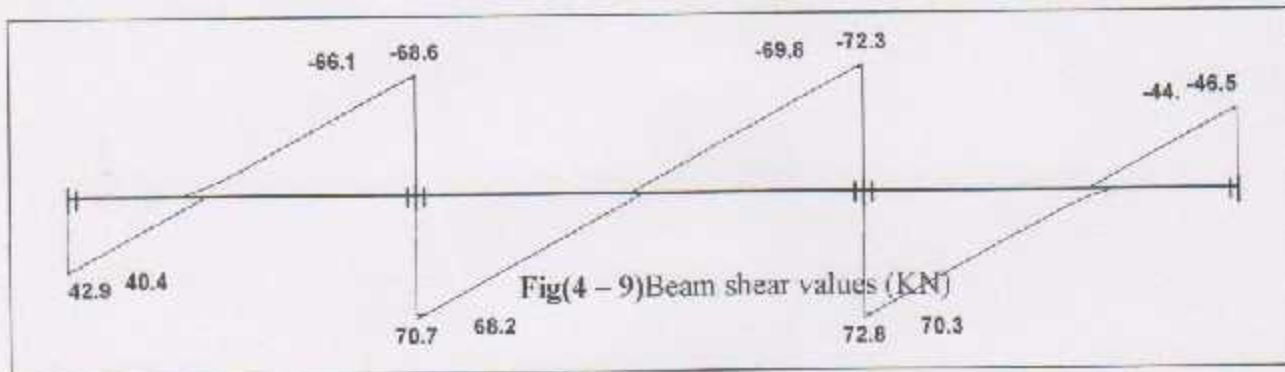


Fig.(4 – 8)Beam moment values with self weight load)KN.m(



Fig(4 – 9)Beam shear values (KN)

4.7.1 Design of Positive Moment (B 30 -Field 1):

$$b = 50 \text{ cm,}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$d = 350 - 40 - 10 - 16/2 = 290 \text{ cm}$$

$$M_u = 36.8 \text{ KN.m}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (500)(290) = 4.22 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (500)(290) = 4.833 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 4.833 \text{ cm}^2 \geq 4.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 4.833 \text{ cm}^2$$

$$Mn_{req} = (225.8 / 0.9) = 40.89 \text{ KN.m}$$

$$m = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{40.89 * (10)^6}{(500)(920)^2} = 0.97$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m k n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.97}{420}} \right) = 0.0024 \quad A s_{req} = ($$

$$0.0024 * 500 * 290 = 343.25 \text{ mm}^2$$

$$A s_{req} = 3.43 \text{ cm}^2 < A s_{min} = 4.833 \text{ cm}^2$$

$$A s = \dots \text{control } 4.833$$

Select 3 Φ 16 with $A s_{prov} = 6.03 \text{ cm}^2$

*Check strain:

Tension = Compression

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

$$6.0288 \times 100 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 24.8 \text{ mm}$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{24.8}{0.85} = 29.2 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{290 - 29.2}{29.2} \times 0.003 = 0.026$$

$$\epsilon_s = 0.026 > 0.005$$

Ok.....

4.7.2 Design of Shear for Beam)B 09 -Field 1:(

$$V_u = 66.1 \text{ KN (Max. value of } V_u \text{ in field 1)}$$

$$\Phi V_c = \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * b_w * d$$

$$= (29.0 * 5.0 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 75.0)$$

$$\Phi V_c = 88.79 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{min} = (\Phi * \frac{1}{3} * b_w * d) = (0.75 * \frac{1}{3} * 500 * 290 / 1000) = 36.25 \text{ KN}$$

$V_u = 66.1$ (kN) From Shear Envelope

$$\Phi V_c + \Phi \frac{1}{3} * b_w * d = 88.79 + 0.75 * \frac{1}{3} * 500 * 290 = 125.04 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c / 2 > V_u$$

$$88.79 > 66.1$$

Item (2) satisfy

Use min shear reinforcement

$$\Phi V_s = \text{min } \Phi V_s = 36.25 \text{ KN}$$

$$S = \frac{\Phi * A_v * f_y * d}{\Phi V_s} = \frac{0.75 * (157) * 420 * 290}{36.25 * 10^3} = 395.64 \text{ mm}$$

$$S = d/2 = 290/2 = 145 \text{ mm}$$

$$S \leq 600 \text{ mm}$$

Use $S = 10 \text{ cm}$

Then use 2 legs $\phi 10 @ 10 \text{ cm}$

$V_u = 40.4 \text{ KN}$ (Min. value of V_u in field 1)

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * b_w * d$$

$$= 0.5 * 88.8$$

$$= 44.4 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{s \text{ min}} = (\Phi \frac{1}{3} * b_w * d) = (0.75 \frac{1}{3} * 500 * 290 / 1000) = 36.25 \text{ KN}$$

$V_u = 40.4$ (kN) From Shear Envelope

$$\frac{1}{2} \Phi V_c < V_u < \Phi V_c$$

$$44.4 > 40.4$$

Category (2) not satisfy

We design it as Category (3)

$$\Phi V_s = \text{min } \Phi V_s = 36.25 \text{ KN}$$

$$S = \frac{\Phi * A_v * f_y * d}{\Phi V_s} = \frac{0.75 * (157) * 420 * 290}{36.25 * 10^3} = 395.64 \text{ mm}$$

$$S = d/2 = 290/2 = 145 \text{ mm}$$

$$S \leq 60 \text{ cm}$$

Use $S = 10$ cm

Then use 2 legs $\phi 10 @ 10$ cm

4.7.3 Design of Negative Moment)30 (support 2 :

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$d = 290 \text{ cm}$$

$$M_u = -56.8 \text{ KN.m}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (500)(290) = 368.7 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (500)(290) = 4.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 4.833 \text{ cm}^2 \geq 4.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 4.833 \text{ cm}^2$$

$$M_{n, \text{req}} = 56.8 / 0.9 = 63.11 \text{ KN.m}$$

$$m = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{63.11 * (10)^6}{(500)(290)^2} = 1.5$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.5}{420}} \right) = 0.0037$$

$$A_{s, \text{req}} = 0.0037 (500) (290) = 5.3845 \text{ cm}^2$$

Select 3 $\Phi 16$ with $A_{s, \text{prov}} = 6.0288 \text{ cm}^2$

*** Check strain:**

Tension - Compression

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

$$6.0288 \times 100 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 24.82 \text{ mm}$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{24.82}{0.85} = 29.205 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{290 - 29.2}{29.2} \times 0.003 = 0.026$$

$$\epsilon_s = 0.026 > 0.005$$

OK.....

4.7.4 Design of Positive Moment (B 30 -Field 2)

$$b = 50 \text{ cm,}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$d = 350 - 40 - 10 - 16 \times 2 = 29 \text{ cm}$$

$$M_u = 39.4 \text{ KN.m}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (500)(290) = 4.22 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (500)(290) = 4.833 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 4.833 \text{ cm}^2 \geq 4.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 4.833 \text{ cm}^2$$

$$M_{u \text{ req}} = 39.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{n \text{ req}} = 39.4 / 0.9 = 43.78 \text{ KN.m}$$

$$m = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{43.78 * (10)^6}{(500)(920)^2} = 1.04$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.04}{420}} \right) = 0.0025 \quad A_{s_{req}} = (0.0025$$

$$)500)(290 = (368.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 3.687 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = 4.833 \text{ cm}^2$$

As = control 4.833

Select 3 Φ 16 with $A_{s_{prov}} = 6.03 \text{ cm}^2$.

***Check strain:**

Tension - Compression

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

$$6.0288 \times 100 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 24.8 \text{ mm}$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{24.8}{0.85} = 29.2 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{290 - 29.2}{29.2} \times 0.003 = .026$$

$$\epsilon_s = 0.026 > 0.005$$

Ok.....

4.7.5 Design of Shear for Beam (B 09 -Field 2)

$V_u = 69.8 \text{ kN}$ (Max .value of V_u in field 2)

$$\Phi V_c = \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * b_w * d$$

$$= (0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.5 * 0.29)$$

$$\Phi V_c = 88.79 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{min} = (\Phi * \frac{1}{3} * b_w * d) = (0.75 * \frac{1}{3} * 500 * 290 / 1000) = 36.25 \text{ kN}$$

$V_u = 69.8 \text{ kN}$ (From Shear Envelope)

$$\Phi V_c + \Phi \frac{1}{3} * b_w * d = 88.79 + 0.75 * \frac{1}{3} * 500 * 290 = 125.04 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c < V_u > V_u$$

$$44.4 < 69.8$$

Item (2) not satisfy

$$\Phi V_c < V_u < \Phi V_c + \Phi \frac{1}{3} * b_w * d$$

Design as item(3)

Use min shear reinforcement

$$\Phi V_s = \min \Phi V_s = 36.25 \text{ KN}$$

$$S = \frac{\Phi * A_v * f_y * d}{\Phi / s}$$

$$= \frac{0.75 * (157) * 420 * 290}{36.25 * 10^3} = 395.64 \text{ mm}$$

$$S - d/2 = 290/2 = 145 \text{ mm}$$

$$S \leq 600 \text{ mm}$$

Use S - 10 cm

Then use 2 legs $\phi 10 @ 10 \text{ cm}$

$$V_u = 68.2 \text{ KN} \quad (\text{Min. value of } V_u \text{ in field 2})$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * b_w * d$$

$$= 0.5 * 88.8$$

$$= 44.4 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{smin} = (\Phi \frac{1}{3} * b_w * d) = (0.75 \frac{1}{3} * 500 * 290 / 1000) = 36.25 \text{ KN}$$

$$V_u = 68.2 \text{ kN} \quad (\text{From Shear Envelope})$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c < V_u < \Phi V_c$$

$$44.4 < 68.2$$

Category (2) not satisfy

$$\Phi V_c + \Phi \frac{1}{3} * b_w * d = 88.79 + 0.75 * \frac{1}{3} * 500 * 290 = 125.04 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c < V_u < \Phi V_c + \Phi \frac{1}{3} * b_w * d$$

We design it as Category (3)

$$\Phi V_s = \min \Phi V_s = 36.25 \text{ KN}$$

$$S = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi / s}$$

$$= \frac{0.75 \times (157) \times 420 \times 290}{36.25 \times 10^3} = 395.64 \text{ mm}$$

$$S = d/2 = 290/2 = 145 \text{ mm}$$

$$S \leq 60 \text{ cm}$$

$$\text{Use } S = 10 \text{ cm}$$

Then use 2 legs $\phi 10 @ 10 \text{ cm}$

4.7.6 Design of Negative Moment (30) at support (3)

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$d = 290 \text{ cm}$$

$$M_u = 61.5 \text{ KN.m}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (500)(290) = 368.7 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (500)(290) = 4.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 4.833 \text{ cm}^2 \geq 4.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 4.833 \text{ cm}^2$$

$$M_{n \text{ req}} = 61.5 / 0.9 = 68.3 \text{ KN.m}$$

$$m = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{68.3 \times (10)^6}{(500)(290)^2} = 1.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.6}{420}} \right) = 0.0039$$

$$A_{s \text{ req}} = (0.0039) (500) (290) = 5.759 \text{ cm}^2$$

Select 3 $\Phi 16$ with $A_{s \text{ prov}} = 6.0288 \text{ cm}^2$

*Check strain:

Tension = Compression

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

$$6.0288 \times 100 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 24.82 \text{ mm}$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{24.82}{0.85} = 29.205 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{290 - 29.2}{29.2} \times 0.003 = .026$$

$$\epsilon_s = 0.026 > 0.005$$

OK.....

4.7.7 Design of Positive Moment (B 30 -Field 3)

$$b = 50 \text{ cm,}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$d = 350 - 40 - 10 - 16 \times 2 = 29 \text{ cm}$$

$$M_u = 43.1 \text{ KN.m}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (500)(290) = 4.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (500)(290) = 4.833 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 4.833 \text{ cm}^2 \geq 4.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 4.833 \text{ cm}^2$$

$$M_{u \text{ req}} = 43.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{n \text{ req}} = 43.1 / 0.9 = 47.89 \text{ KN.m}$$

$$m = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{47.89 \cdot (10)^3}{(500)(920)^2} = 1.13$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.6 \cdot 1.13}{420}} \right) = 0.0028 \quad A_{s_{req}} = ($$

$$0.0028)(500)290 = (405.23 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 405.23 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = 4.833 \text{ cm}^2$$

As = control 4.833

Select 3 Φ 16 with $A_{s_{prov}} = 6.03 \text{ cm}^2$

***Check strain:**

Tension = Compression

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

$$6.0288 \times 100 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 24.8 \text{ mm}$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{24.8}{0.85} = 29.2 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{290 - 29.2}{29.2} \times 0.003 = .026$$

$$\epsilon_s = 0.026 > 0.005$$

Ok.....

4.7.8 Design of Shear for Beam (B 09 -Field 3)

$V_u = 70.3 \text{ KN}$ (Max. value of V_u in field 3)

$$\Phi V_c = \Phi \cdot \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0.75 \cdot \frac{\sqrt{24}}{6} \cdot 0.5 \cdot 0.29$$

$$\Phi V_c = 88.79 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{s_{min}} = \left(\Phi \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot d \right) = \left(0.75 \frac{1}{3} \cdot 500 \cdot 290 / (1000) = 36.25 \text{ KN} \right)$$

$V_u = 70.3 \text{ KN}$ From Shear Envelope

$$\Phi V_c + \Phi \frac{1}{3} * bw * d = 88.79 + 0.75 * \frac{1}{3} * 500 * 290 = 125.04 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c > V_u$$

$$88.79 > 70.3$$

Item (2) satisfy

Use min shear reinforcement

$$\Phi V_s = \min \Phi V_s = 36.25 \text{ KN}$$

$$S = \frac{\Phi * A_v * f_y * d}{\Phi V_s}$$

$$= \frac{0.75 * (157) * 420 * 290}{36.25 * 10^3} = 395.64 \text{ mm}$$

$$S = d/2 = 290/2 = 145 \text{ mm}$$

$$S \leq 600 \text{ mm}$$

Use S = 10 cm

Then use 2 legs $\phi 10 @ 10 \text{ cm}$

$$V_u = 44 \text{ KN} \quad \text{Min. value of } V_u \text{ in field 3}$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * bw * d$$

$$= 0.5 * 88.8 = 44.4 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{s \min} = (\Phi \frac{1}{3} * bw * d) = (0.75 * \frac{1}{3} * 500 * 290 / 1000) = 36.25 \text{ KN.}$$

$$V_u = 68.2 \text{ kN} \quad \text{From Shear Envelope}$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c < V_u < \Phi V_c$$

$$44.4 > 44$$

Item (2) not satisfy

$$\Phi V_c + \Phi \frac{1}{3} * bw * d = 88.79 + 0.75 * \frac{1}{3} * 500 * 290 = 125.04 \text{ KN}$$

We design it as Category (3)

$$\Phi V_s = \min \Phi V_s = 36.25 \text{ KN}$$

$$S = \frac{\Phi * A_v * f_y * d}{\Phi V_s}$$

$$= \frac{0.75 * (157) * 420 * 290}{36.25 * 10^3} = 395.64 \text{ mm}$$

$$S = d/2 = 290/2 = 145 \text{ mm}$$

$$S \leq 60 \text{ cm}$$

Use S = 10 cm

Then use 2 legs $\phi 10 @ 10\text{cm}$

4.7.2 Pos.B1.

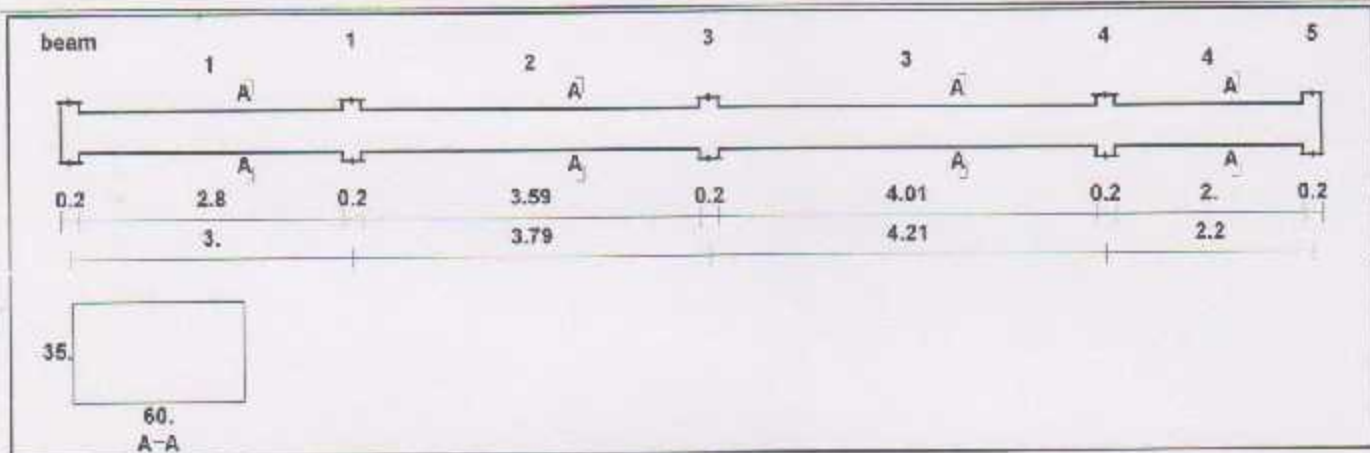
Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = .8 * 30 = 24\text{MPa}$.

Steel 420.

Section: selected

Geometry Units: meter, cm



Loading:

Dead load:

- Line load from R1
- Self weight of beam : $0.5 * 0.35 * 24 = 4.2\text{KN/m}$
- Self weight of the wall:
 - ◆ Weight of block = 1.50 kN/m^2
 - ◆ Weight of stone = 1.30 kN/m^2
 - ◆ Weight of mortar = 1.76 kN/m^2
 - ◆ Weight of Plastering = -0.44 kN/m^2

$$\sum \text{Weight} = 5\text{ kN/m}^2$$

$$5 * 3.7 = 18.5\text{ kN/m} \quad \text{Height of the wall} = 3.7\text{ m}$$

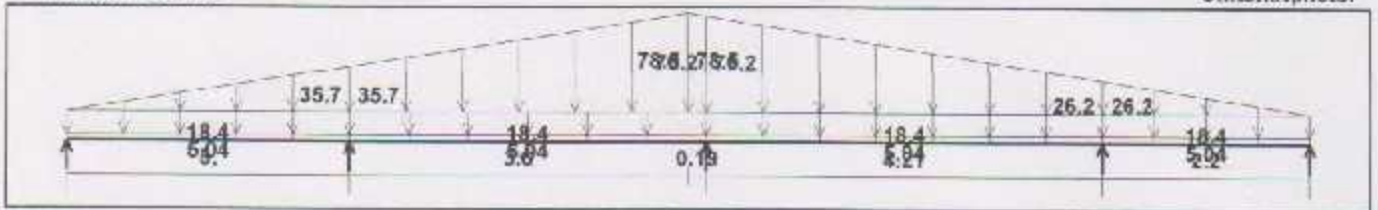
Live load:

- Line load from R1

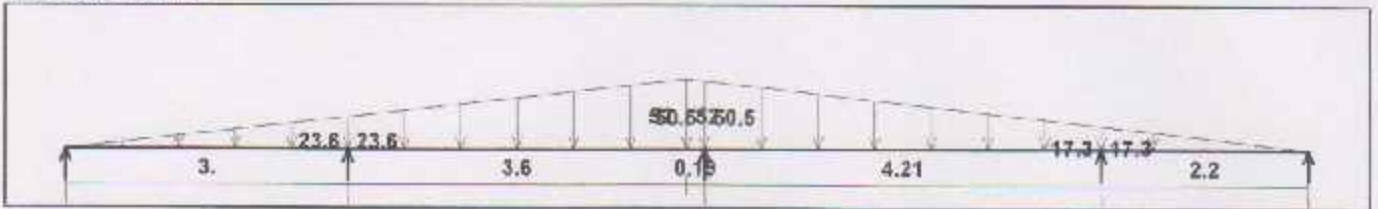
Loading

Dead load - Service

Units: kN, meter



Live load - Service



Design:

see atir output

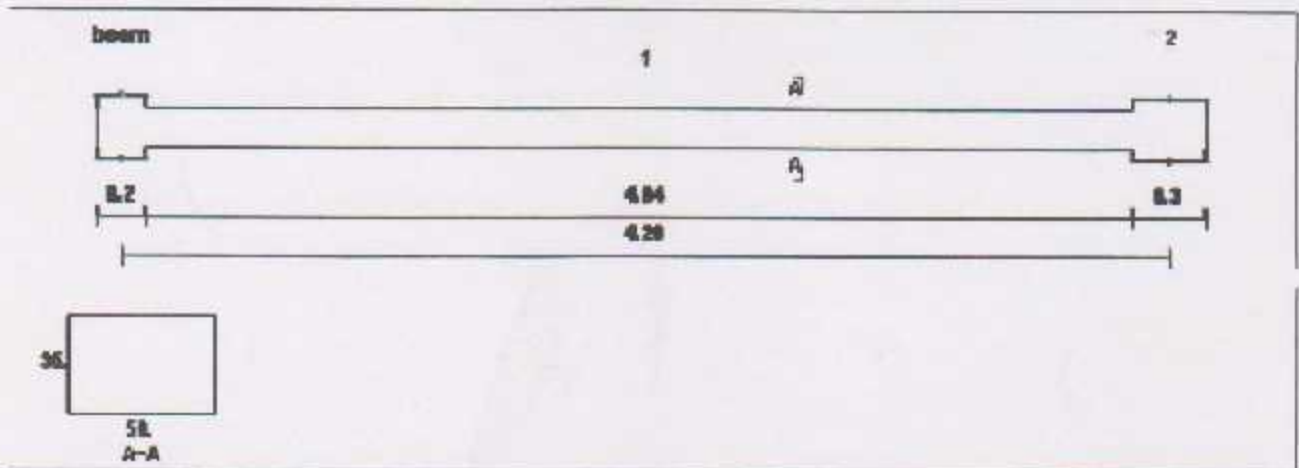
4.7.3 Pos. B2.

Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = .8 * 30 = 24 MPa$.

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load:

- Line load from R2
- Self weight of beam : $0.5 \times 0.35 \times 24 = 4.2 \text{ kN/m}$
- Self weight of the wall:
 - ◆ Weight of block = 1.50 kN/m^2
 - ◆ Weight of stone = 1.30 kN/m^2
 - ◆ Weight of mortar = 1.76 kN/m^2
 - ◆ Weight of Plastering = 0.44 kN/m^2

$$\sum \text{Weight} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$5 \times 3.7 = 18.5 \text{ kN/m} \quad \text{Height of the wall} = 3.7 \text{ m}$$

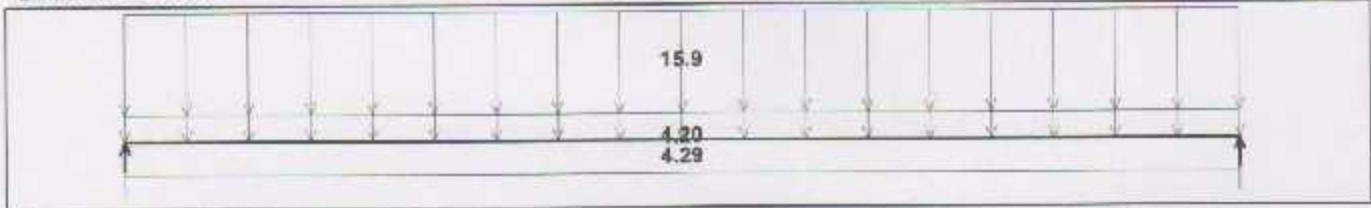
Live load:

- Line load from R2

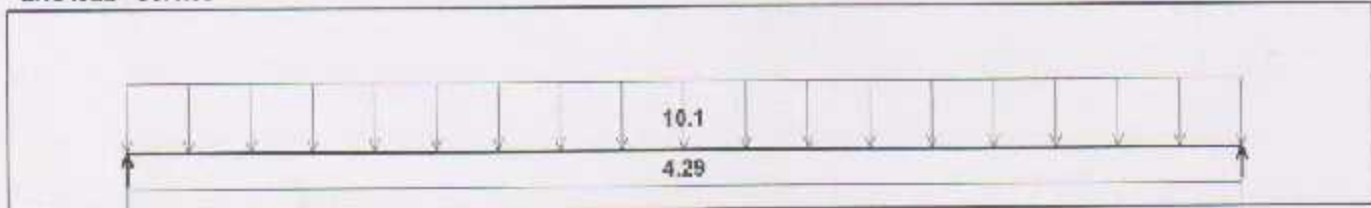
Loading

Dead load - Service

Units: kN, meter



Live load - Service



Design:

see atir output

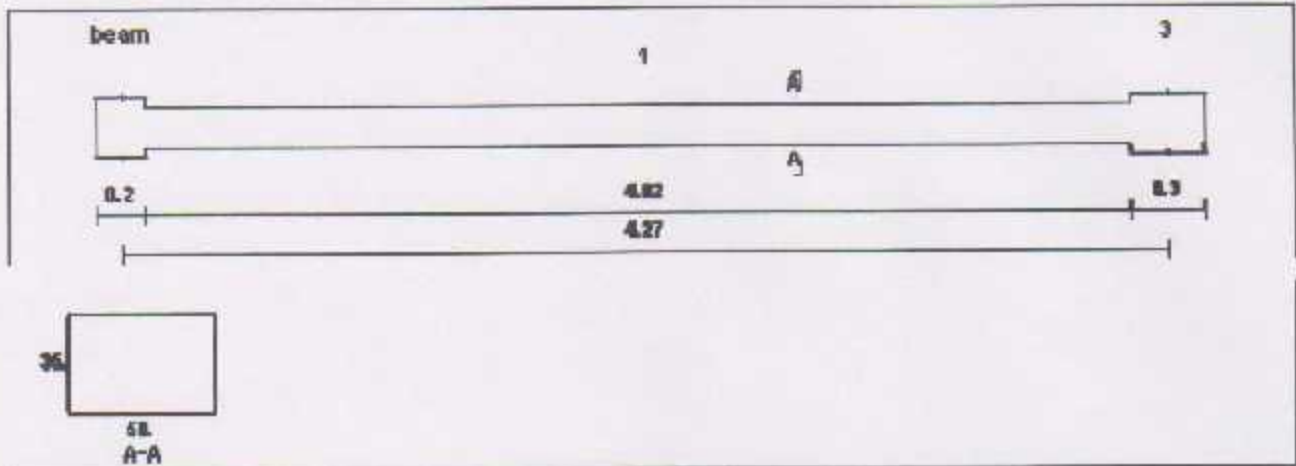
4.7.4 Pos.B3.

Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = 8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load:

- Line load from R2
- Self weight of beam : $0.5 * 0.35 * 24 = 4.2KN/m$

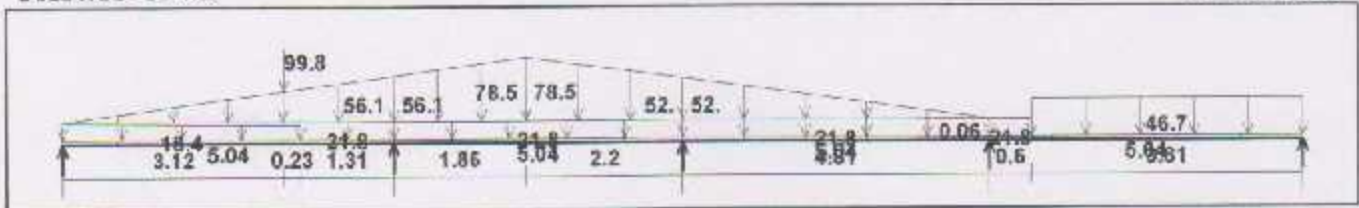
Live load:

- Line load from R2

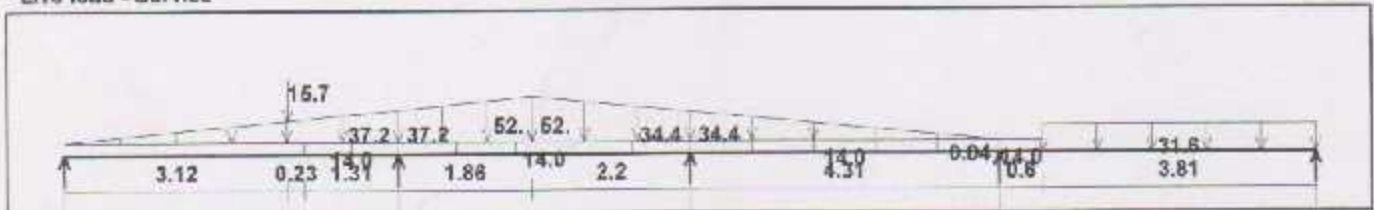
Loading

Dead load - Service

Units:kN,meter



Live load - Service



Design:

secatir output

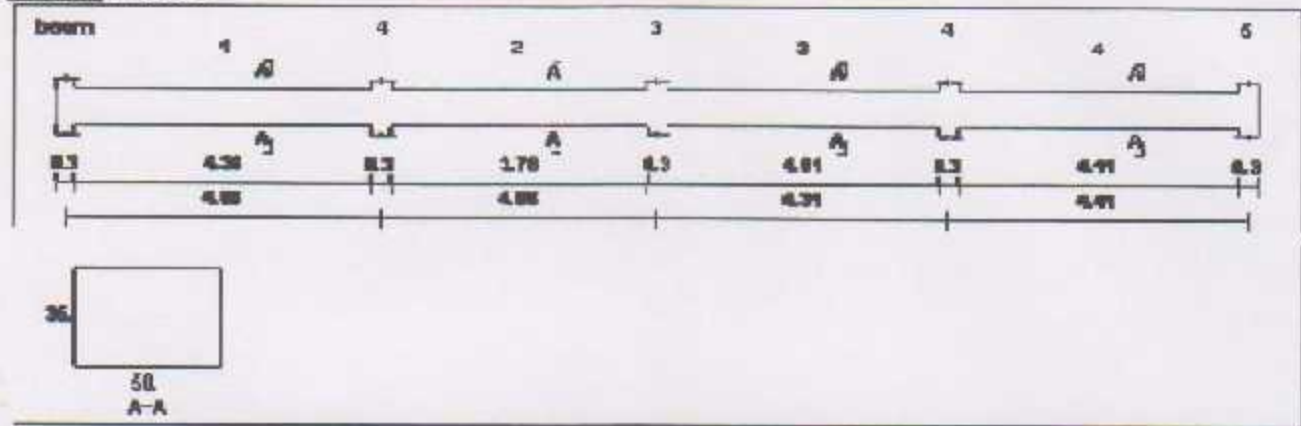
4.7.5 Pos.B4.

Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = 8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load:

- Line load from R2&R3
- Load of rib 2 the tow way ribbed slab
- Self weight of beam : $0.5 * 0.35 * 24 = 4.2 \text{ kN/m}$
 - Self weight of the wall:
 - ◆ Weight of block $= 1.50 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of stone $= 1.30 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of mortar $= 1.76 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of Plastering $= 0.44 \text{ kN/m}^2$

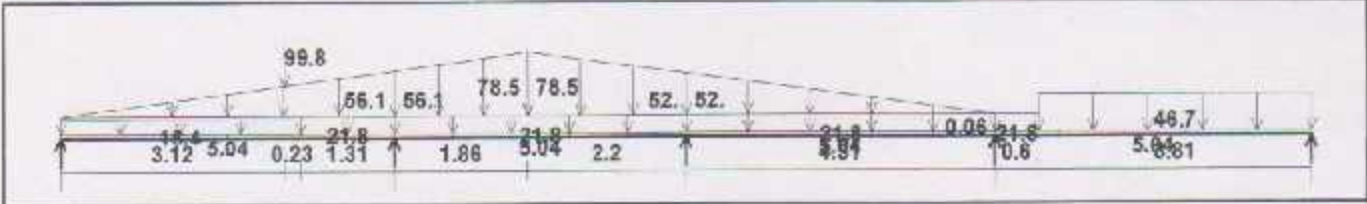
$$\sum \text{Weight} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$5 * 3.7 = 18.5 \text{ kN/m} \quad \text{Height of the wall} = 3.7 \text{ m}$$

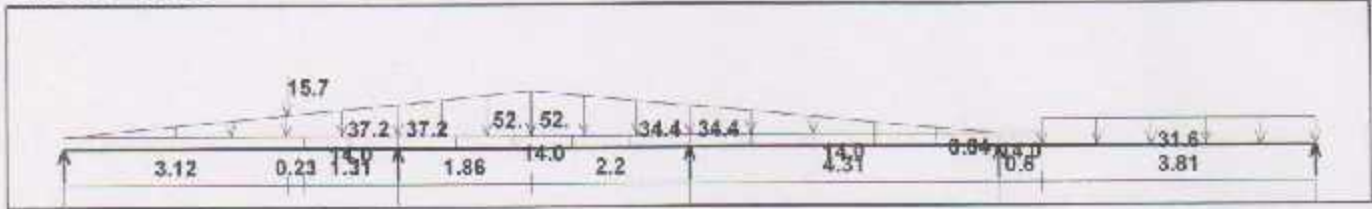
Live load:

- Line load from R2&R3
- Load of rib 2 the tow way ribbed slab

Loading



Live load - Service



Design:

seeatir output

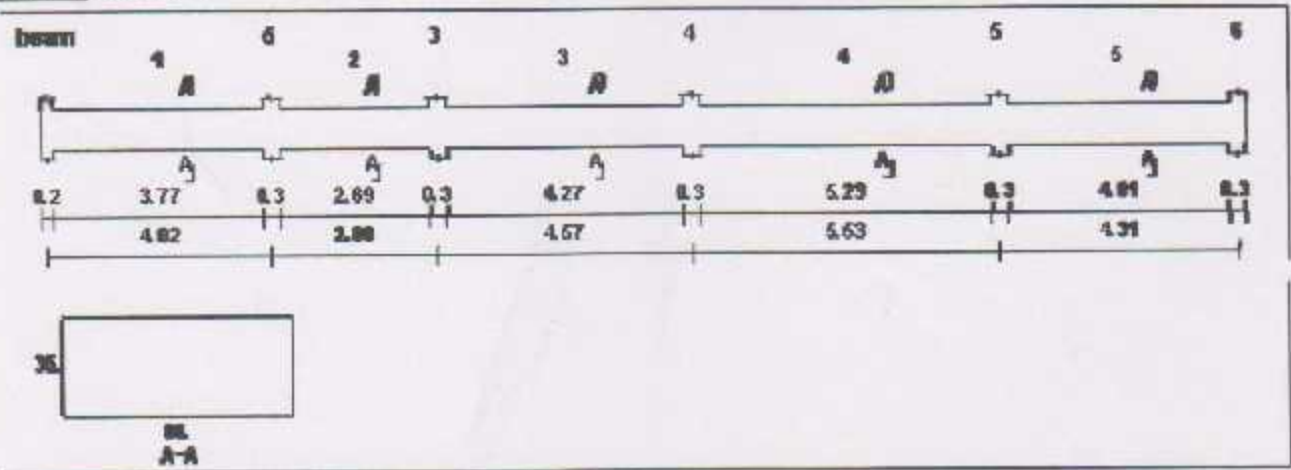
4.7.6 Pos.B5.

Material: reinforcement concrete.

Concrete B300 $f_c = 8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load:

- Line load from R2&R3&R4

• Self weight of beam : $0.5 \times 0.35 \times 24 = 4.2 \text{ kN/m}$

• Self weight of the wall:

♦ Weight of block = 1.50 kN/m^2

♦ Weight of stone = 1.30 kN/m^2

♦ Weight of mortar = 1.76 kN/m^2

♦ Weight of Plastering = 0.44 kN/m^2

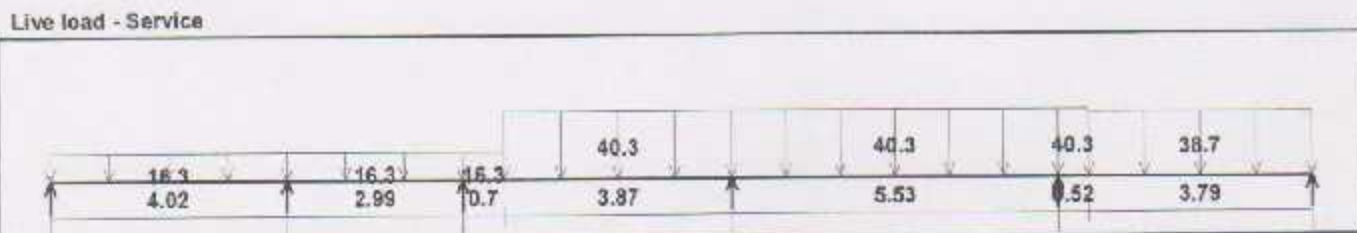
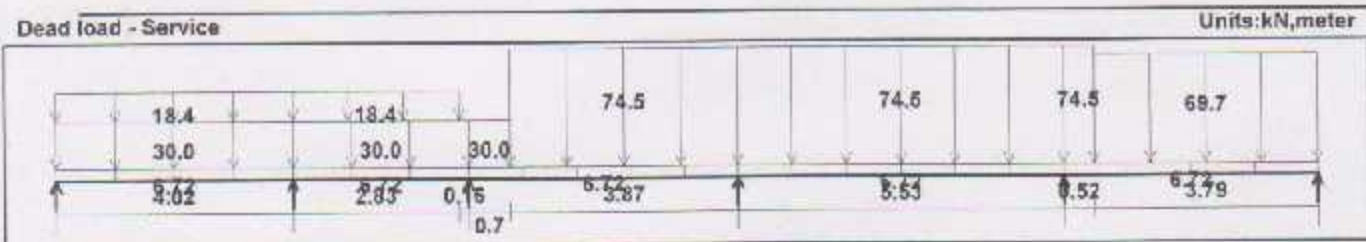
$$\sum \text{Weight} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$5 \times 3.7 = 18.5 \text{ kN/m} \quad \text{Height of the wall} = 3.7 \text{ m}$$

Live load:

• Line load from R2&R3&R4

Loading



Design:

sccatir output

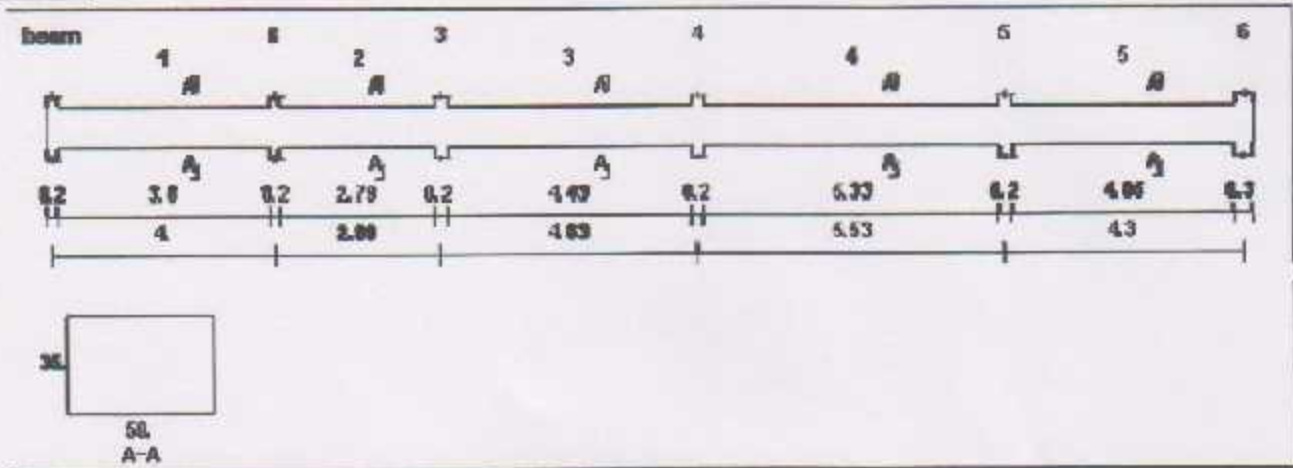
4.7.7 Pos.B6.

Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = .8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load:

- Line load from R2&R3&R4
- Self weight of beam : $0.5 * 0.35 * 24 = 4.2KN/m$
 - Self weight of the wall:
 - ◆ Weight of block = $1.50 kN/m^2$
 - ◆ Weight of stone = $1.30 kN/m^2$
 - ◆ Weight of mortar = $1.76 kN/m^2$
 - ◆ Weight of Plastering = $0.44 kN/m^2$

$$\sum Weight = 5kN/m^2$$

$$5 * 3.7 = 18.5 kN/m \quad \text{Height of the wall} = 3.7 m$$

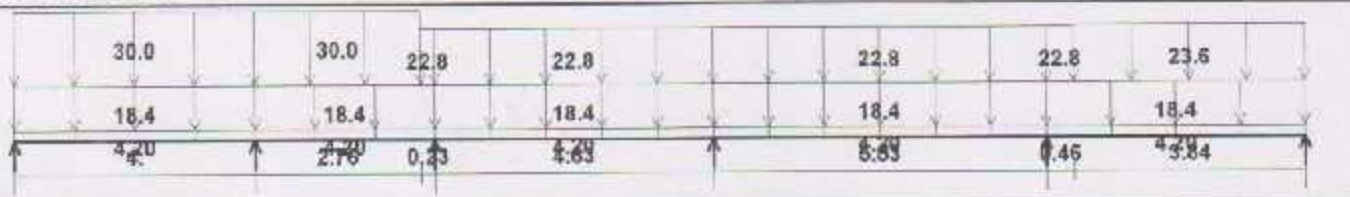
Live load:

- Line load from R2&R3&R4

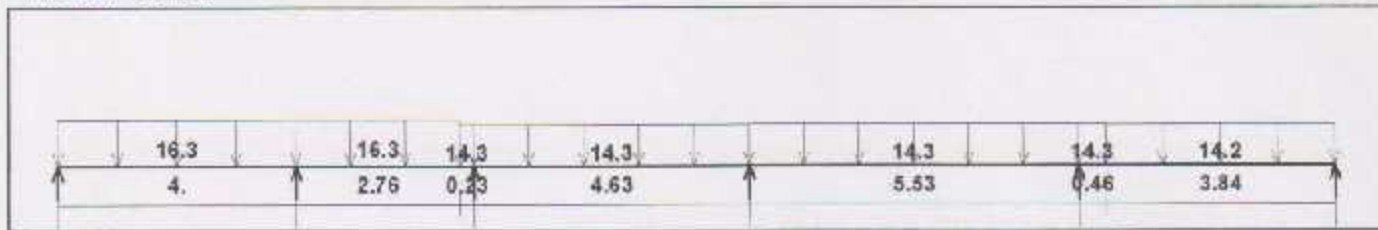
L o a d i n g

Dead load - Service

Units: kN, meter



Live load - Service



Design:

see air output

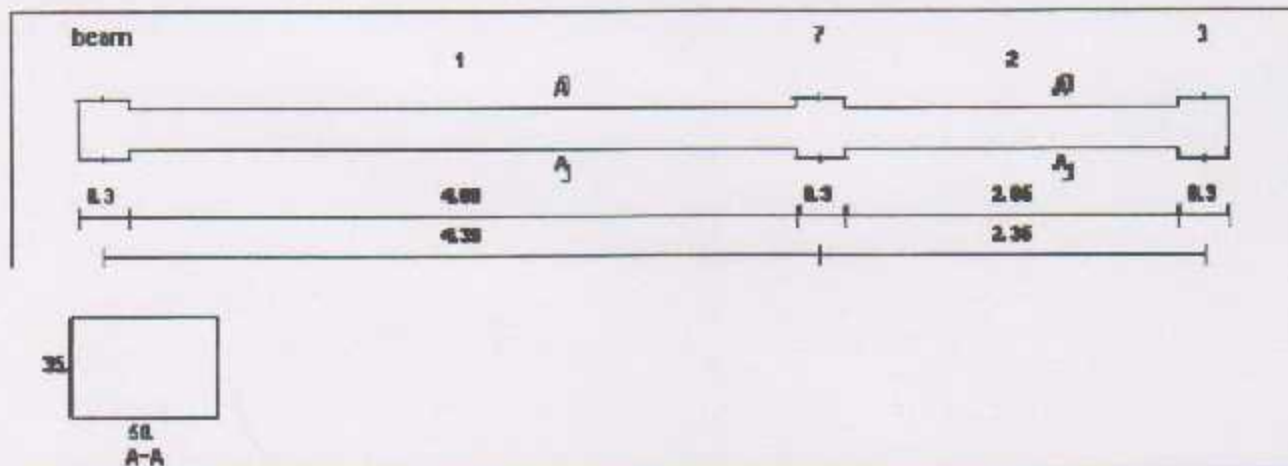
4.7.8 Pos.B7.

Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = .8 * 30 = 24 MPa$.

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load:

- Self weight of beam : $0.5 * 0.35 * 24 = 4.2 \text{ kN/m}$
- One meter loading from the slab $9.23 * 1 \text{ m} = 9.23$
- Self weight of the wall:
 - ◆ Weight of block = 1.50 kN/m^2
 - ◆ Weight of stone = 1.30 kN/m^2
 - ◆ Weight of mortar = 1.76 kN/m^2

◆ Weight of Plastering $= 0.44 \text{ kN/m}^2$

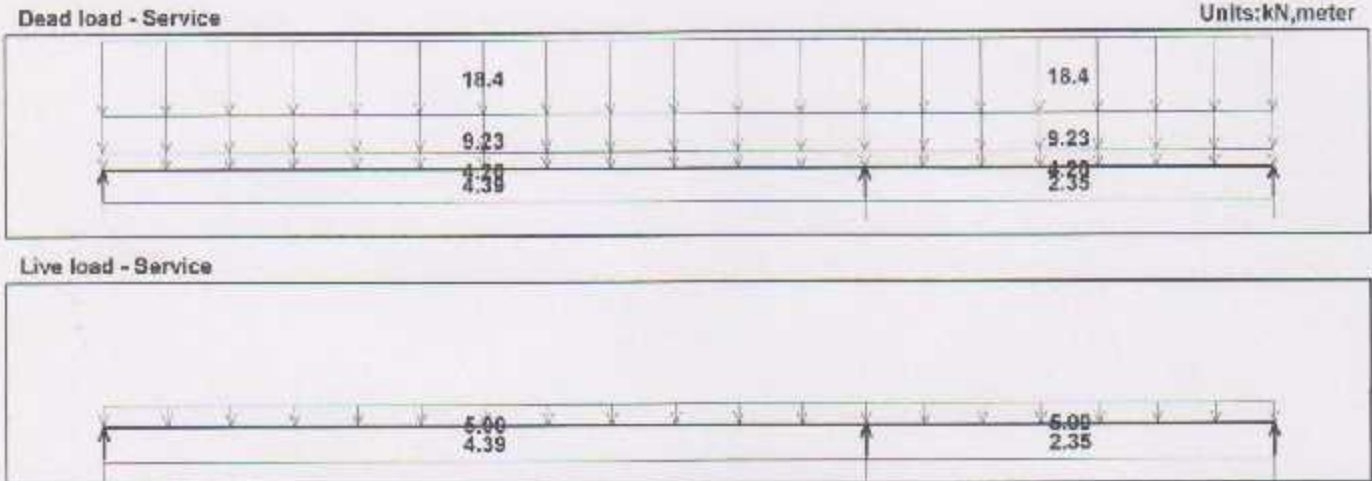
$\sum \text{Weight} = 5 \text{ kN/m}^2$

$5 * 3.7 = 18.5 \text{ kN/m}$ Height of the wall $= 3.7 \text{ m}$

Live load:

- One meter loading from the slab $5 * 1 = 5 \text{ kN/m}$

Loading



Design:

seeatir output

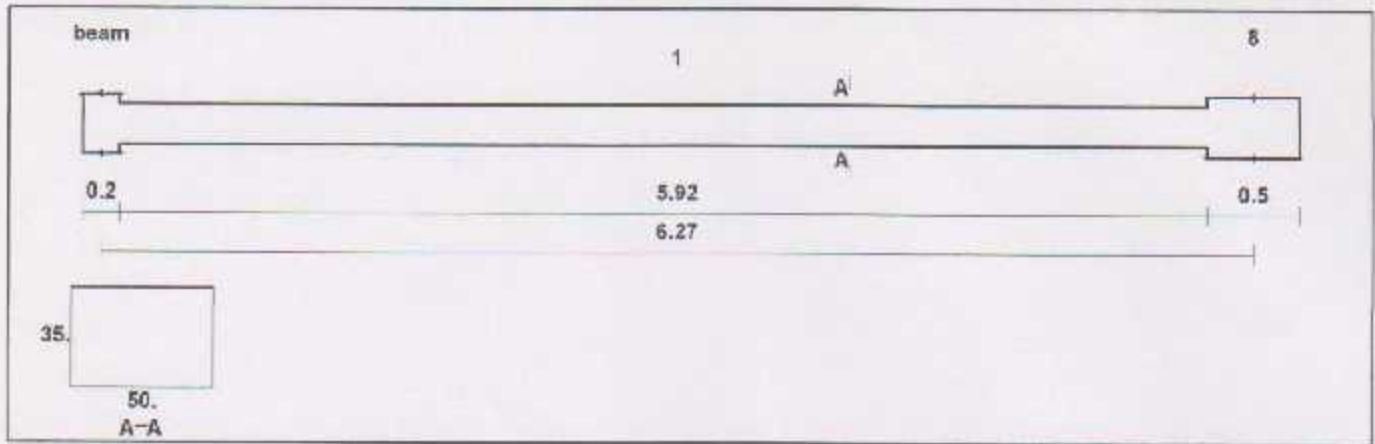
4.7.9 Pos.B8.

Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = 8 * 30 = 24 \text{ MPa}$.

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load:

- Self weight of beam : $0.5 * 0.35 * 24 = 4.2 \text{ kN/m}$
- One meter loading from the slab $9.23 * 1 \text{ m} = 9.23$
- Self weight of the wall:
 - ◆ Weight of block $= 1.50 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of stone $= 1.30 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of mortar $= 1.76 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of Plastering $= 0.44 \text{ kN/m}^2$

$\sum \text{Weight} = 5 \text{ kN/m}^2$

$5 * 3.7 = 18.5 \text{ kN/m}$ Height of the wall $= 3.7 \text{ m}$

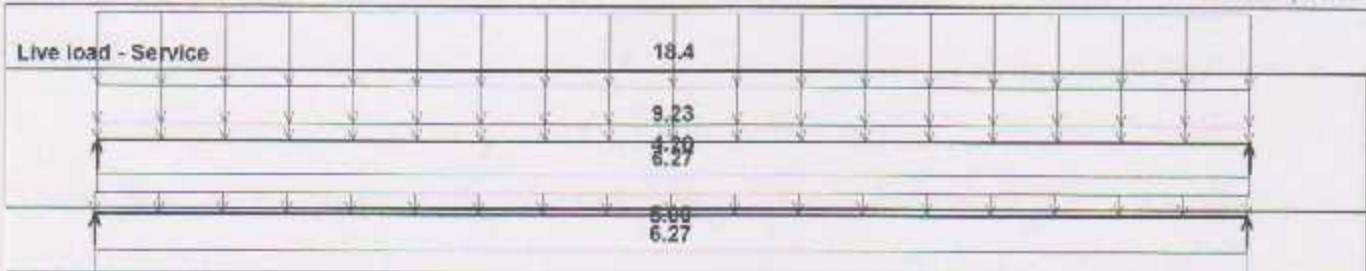
Live load:

- One meter loading from the slab $5 * 1 = 5 \text{ kN/m}$

Loading

Dead load - Service

Units: kN, meter



Design:

seeatir output

4.7.10 Pos.B9.

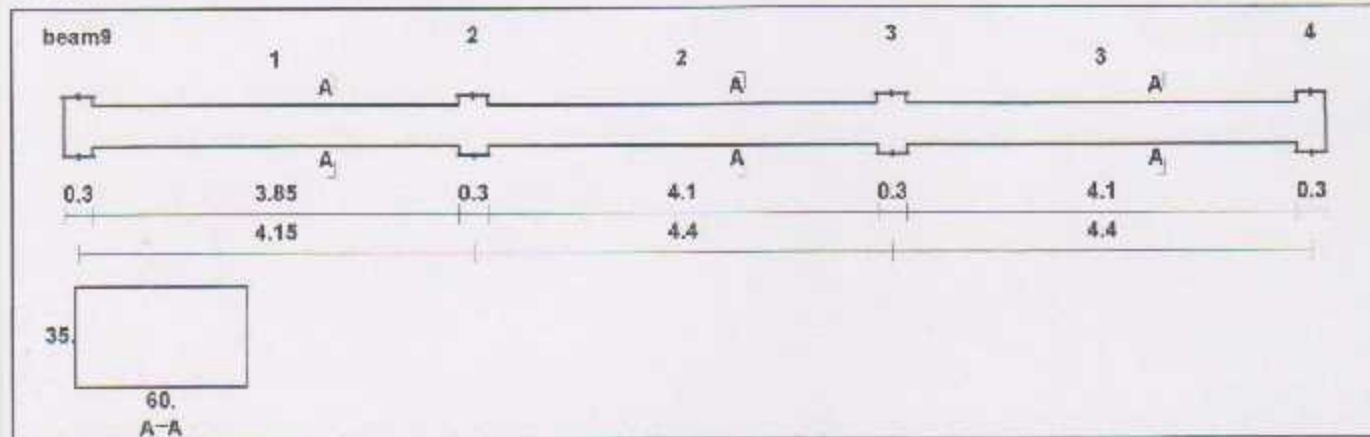
Material: reinforcement concrete

Concrete B300 $f_c' = .8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected

Geometry Units: meter cm



Loading:

Dead load:

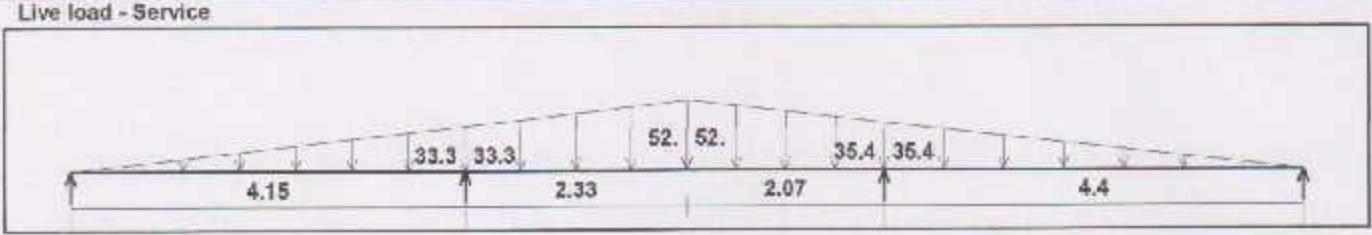
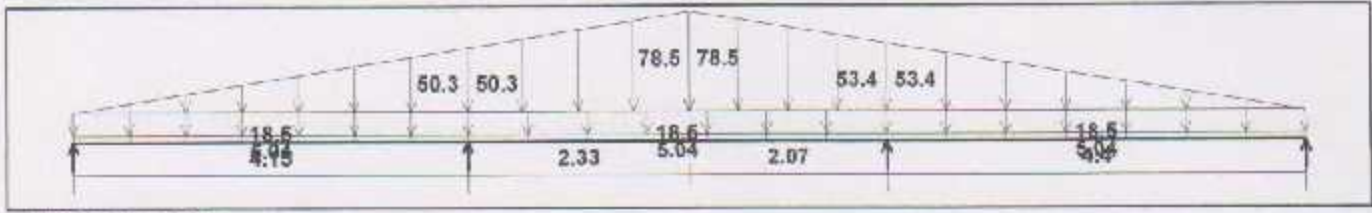
- Line load from R1
- Self weight of beam : $0.5 * 0.35 * 24 = 4.2 kN/m$
- Self weight of the wall:
 - ◆ Weight of block = $1.50 kN/m^2$
 - ◆ Weight of stone = $1.30 kN/m^2$
 - ◆ Weight of mortar = $1.76 kN/m^2$
 - ◆ Weight of Plastering = $0.44 kN/m^2$

$\sum Weight = 5 kN/m^2$

$5 * 3.7 = 18.5 kN/m$ Height of the wall = 3.7 m

Live load:

- Line load from R1

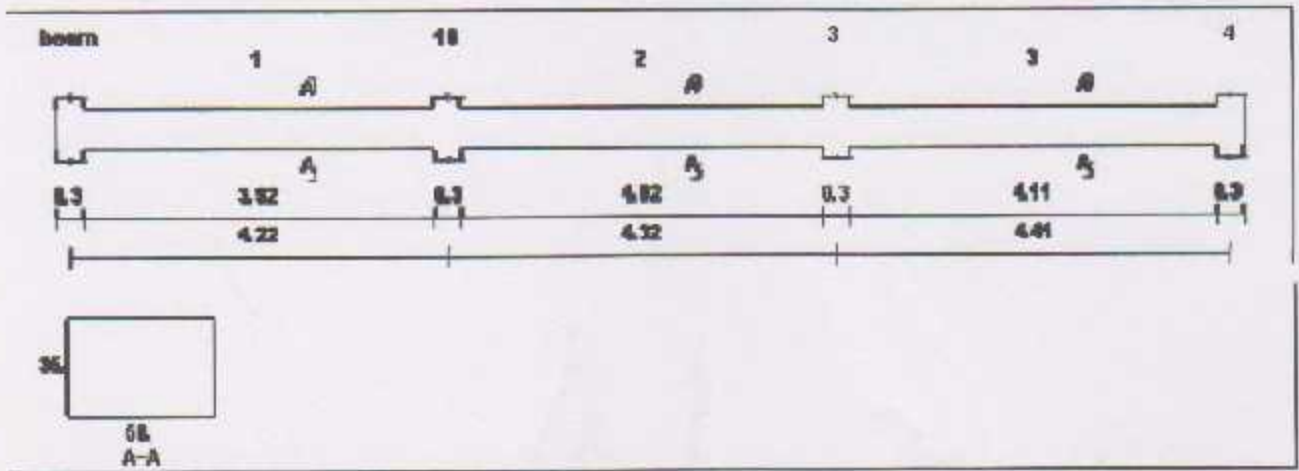


Design:
seeatir output

4.7.11 Pos.B10.

Material: reinforcement concrete
 Concrete B300 $f_c = 8 * 30 = 24MPa$
 Steel 420.

Section: selected



Loading:
Dead load:

- Self weight of beam : $0.5 * 0.35 * 24 = 4.2 kN/m$
- Load from R1 from two way ribbed slab
- One meter loading from the slab $9.23 * 1m = 9.23$
- Self weight of the wall:

- ◆ Weight of block = 1.50 kN/m^2
- ◆ Weight of stone = 1.30 kN/m^2
- ◆ Weight of mortar = 1.76 kN/m^2
- ◆ Weight of Plastering = 0.44 kN/m^2

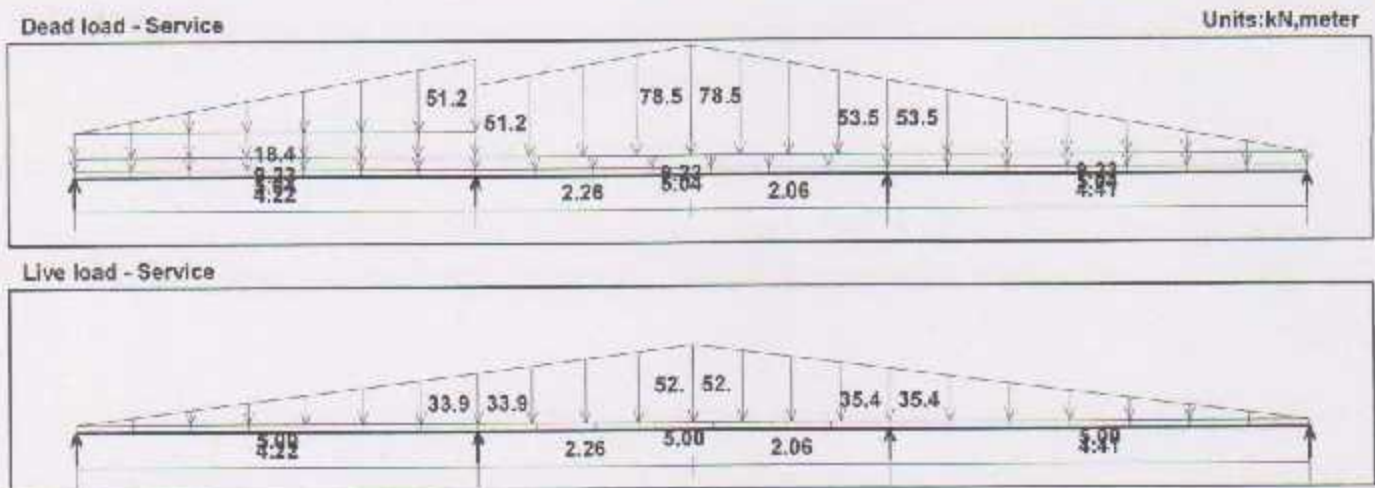
$$\sum \text{Weight} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$5 * 3.7 = 18.5 \text{ kN/m} \quad \text{Height of the wall} = 3.7 \text{ m}$$

Live load:

- One meter loading from the slab $5 * 1 = 5 \text{ kN/m}$
- Load from R1

Loading



Design:

seeair output

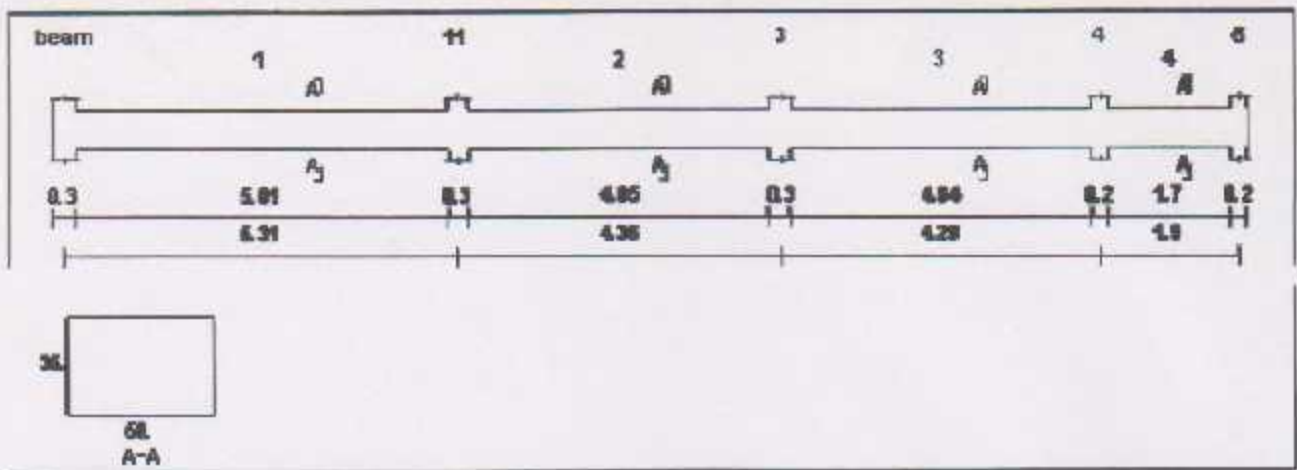
4.7.12 Pos.B11.

Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = 8 * 30 = 24 \text{ MPa}$.

Steel 420.

Section: selected



Loading

∴ Dead load:

- Self weight of beam : $0.5 \times 0.35 \times 24 = 4.2 \text{ kN/m}$
- Load from flate plate
- One meter loading from the slab $9.23 \times 1 \text{ m} = 9.23$
- Self weight of the wall:
 - ◆ Weight of block $= 1.50 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of stone $= 1.30 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of mortar $= 1.76 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of Plastering $= 0.44 \text{ kN/m}^2$

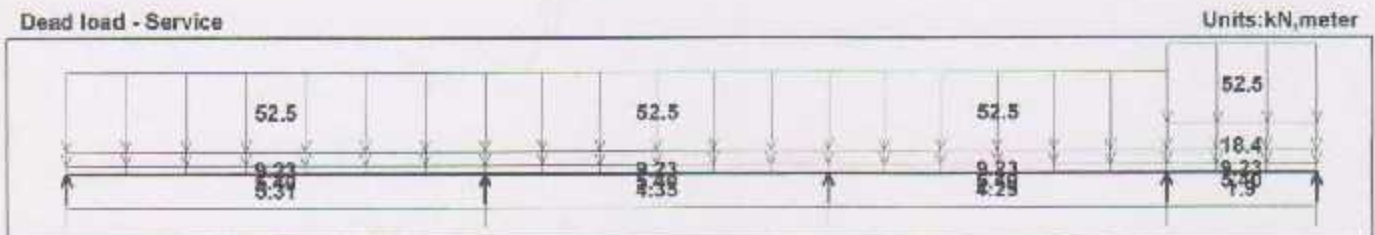
$$\sum \text{Weight} = 5 \text{ kN/m}^2$$

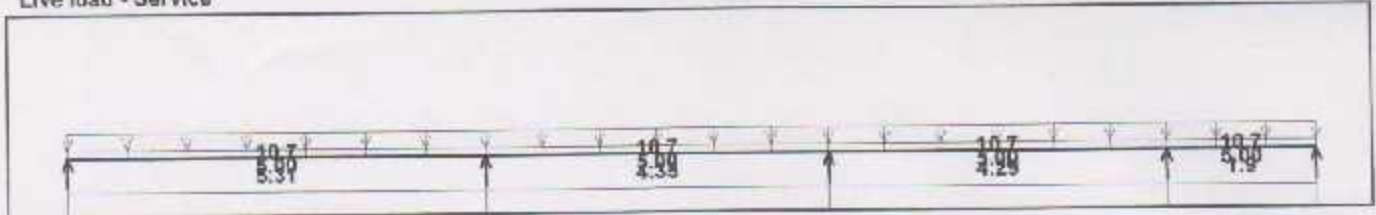
$$5 \times 3.7 = 18.5 \text{ kN/m} \quad \text{Height of the wall} = 3.7 \text{ m}$$

Live load:

- One meter loading from the slab $5 \times 1 = 5 \text{ kN/m}$
- Load from flate plate

Loading





Design:

seeatir output

4.7.13 Pos.B12.

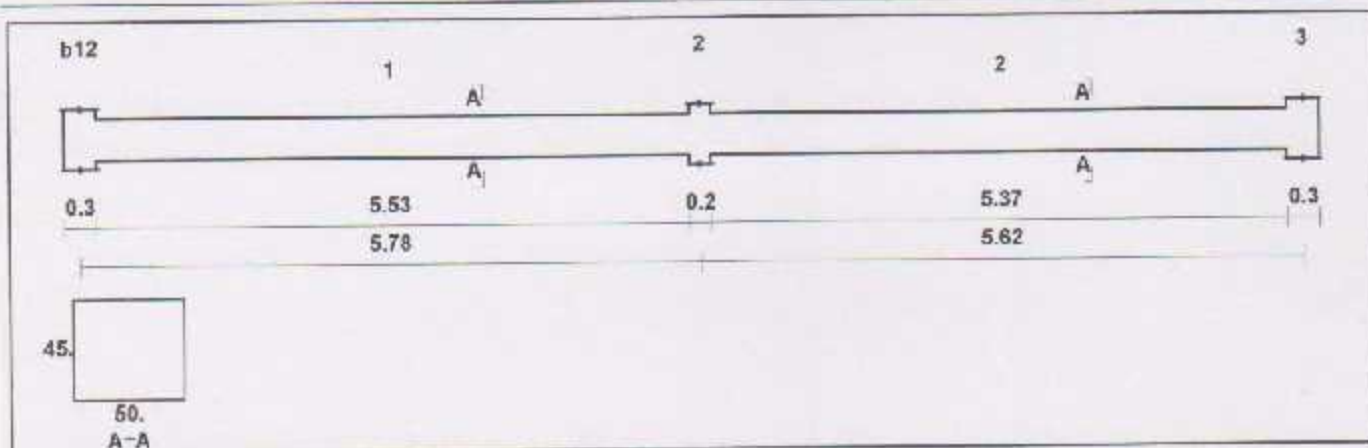
Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = .8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected

Geometry Units:meter,cm



Loading:

Dead load:

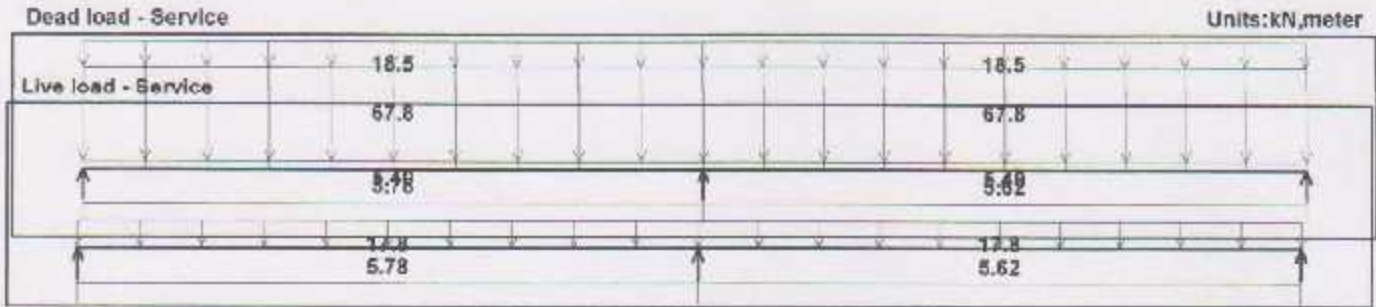
- Self weight of beam : $0.5 * 0.45 * 24 = 5.4 kN/m$
- Line load from flat plate
- Self weight of the wall:
 - ◆ Weight of block $= 1.50 kN/m^2$
 - ◆ Weight of stone $= 1.30 kN/m^2$
 - ◆ Weight of mortar $= 1.76 kN/m^2$
 - ◆ Weight of Plastering $= 0.44 kN/m^2$

$\sum Weight = 5 kN/m^2$

$5 * 3.7 = 18.5 kN/m$ Height of the wall $= 3.7 m$

Live load:

Line Load from flat plate



a d i n

Design:

seeatir output

4.7.14 Pos.B13.

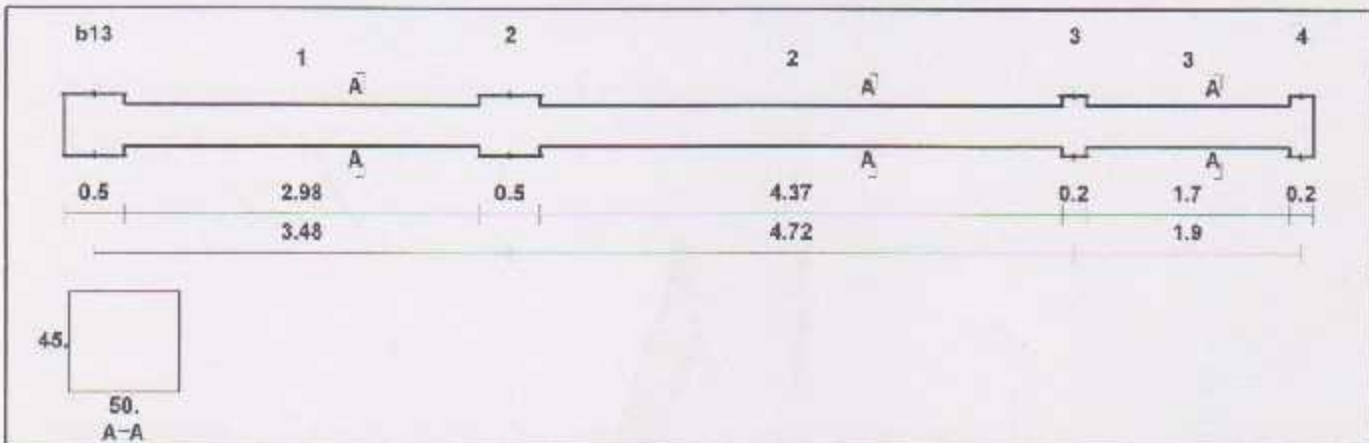
Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = 8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected

Geometry Units: meter, cm



Loading:

Dead load:

- Self weight of beam : $0.5 * 0.45 * 24 = 5.4KN/m$
- Line load from flat plate
- Self weight of the wall:

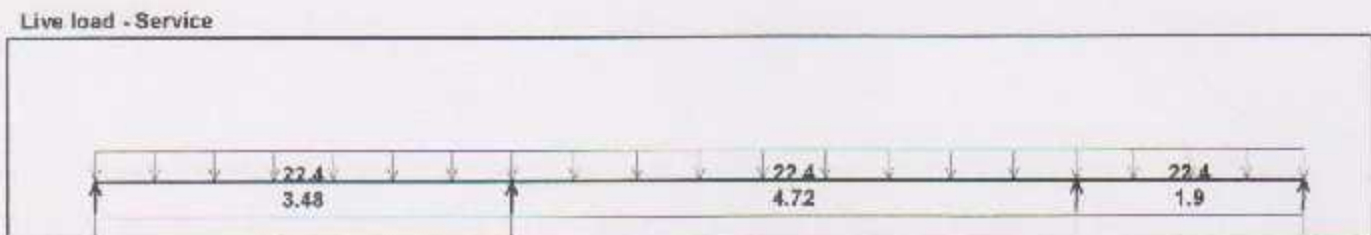
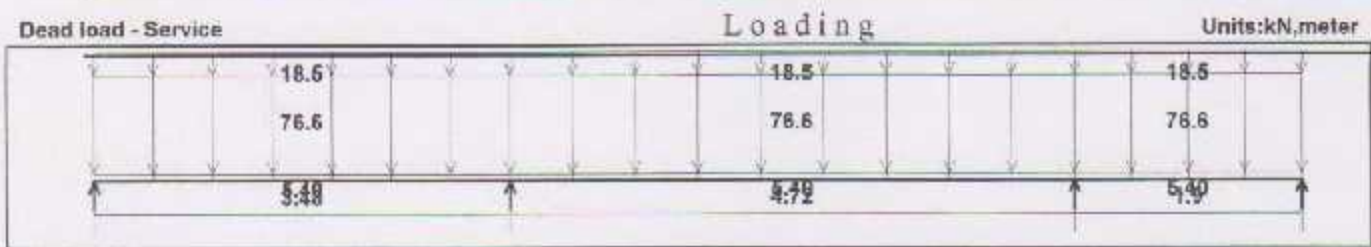
- ◆ Weight of block = 1.50 kN/m^2
- ◆ Weight of stone = 1.30 kN/m^2
- ◆ Weight of mortar = 1.76 kN/m^2
- ◆ Weight of Plastering = 0.44 kN/m^2

$$\sum \text{Weight} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$5 * 3.7 = 18.5 \text{ kN/m} \quad \text{Height of the wall} = 3.7 \text{ m}$$

Live load:

Line Load from flat plate



Design:

See atir output

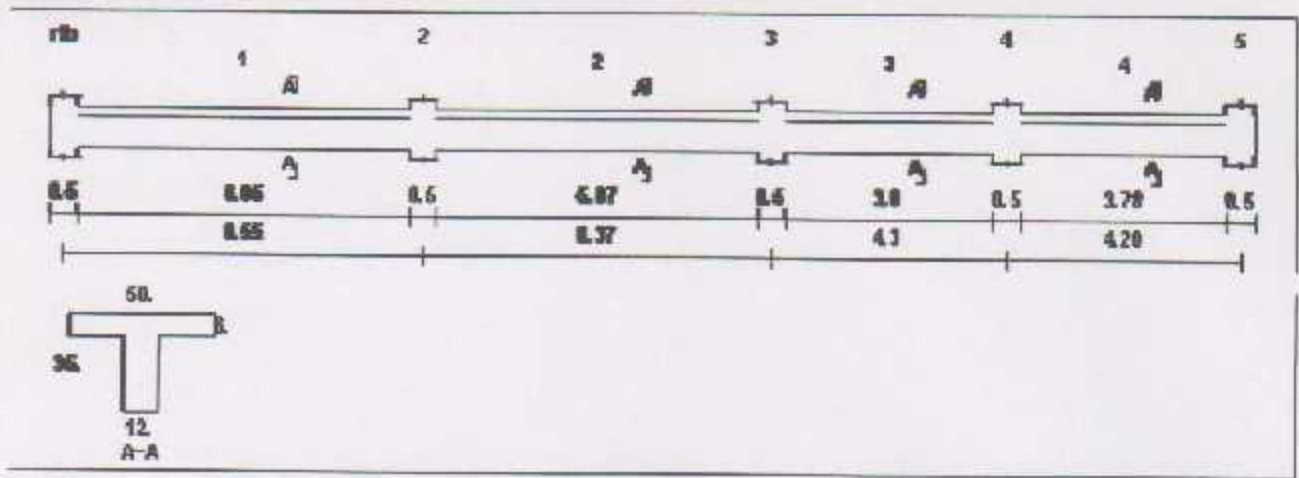
4.7.15 Pos.R2.

Material: reinforcement concrete .

$$\text{Concrete B300 } f_c' = .8 * 30 = 24 \text{ MPa} .$$

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load :

- * line load from slabsee atir output

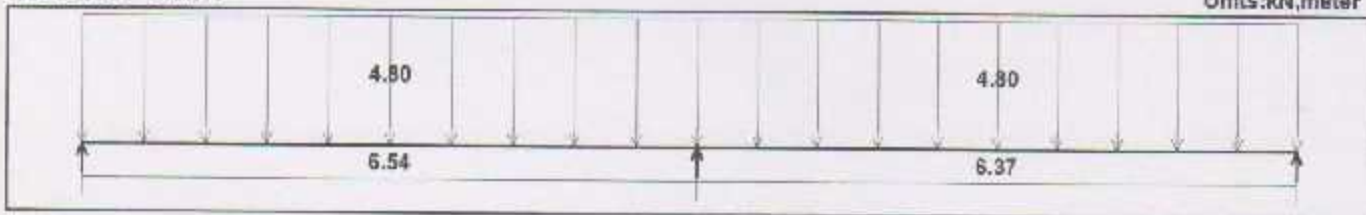
Live load :

- * line load from slabsee atir output

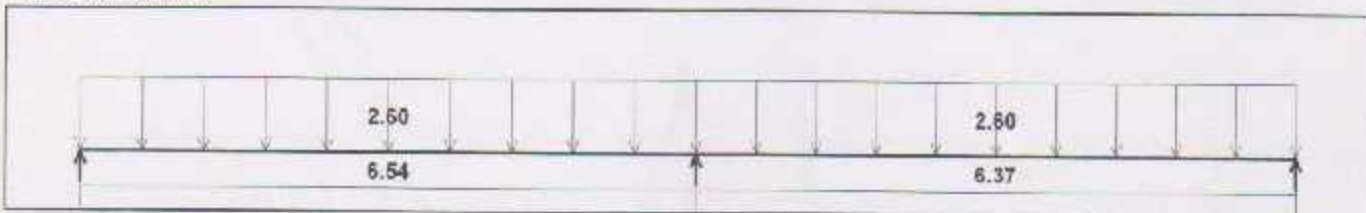
Loading

Dead load - Service

Units:kN,meter



Live load - Service



Design:

secatir output

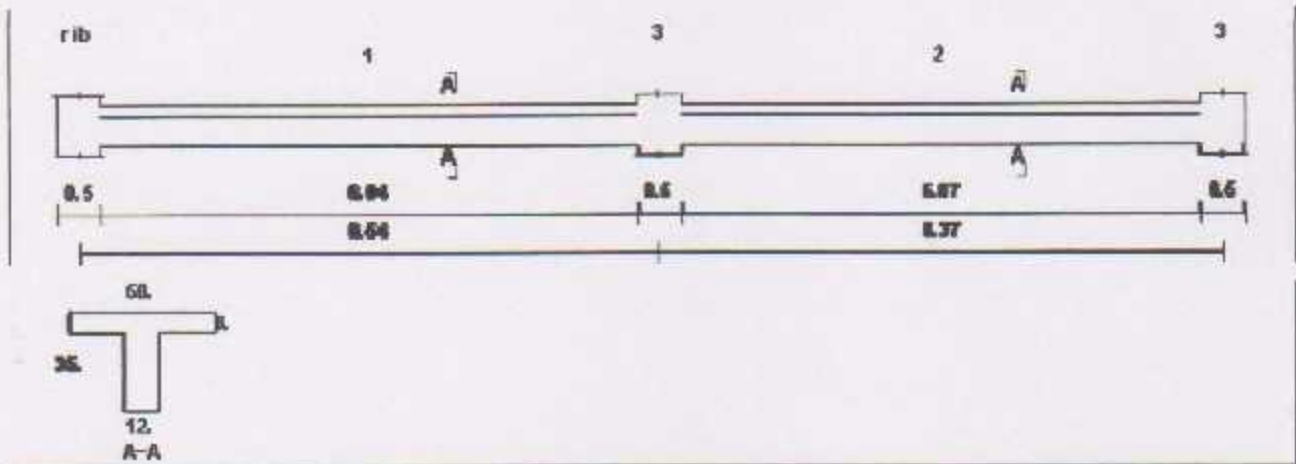
4.7.16 Pos.R3.

Material: reinforcement concrete

Concrete B300 $f_c' = 8 \cdot 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load :

- * line load from slab atir output

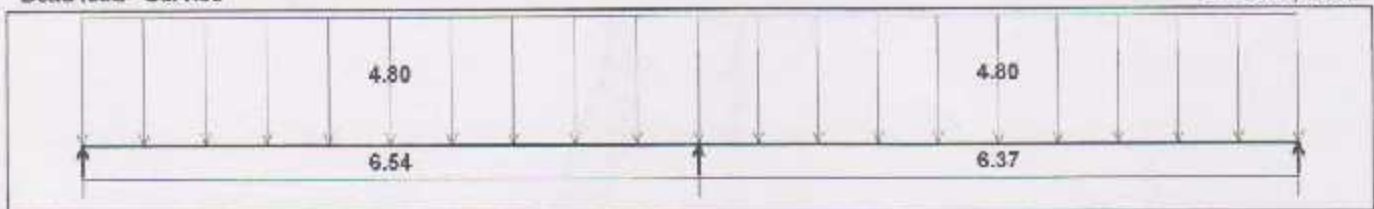
Live load :

- * line load from slabsee atir output

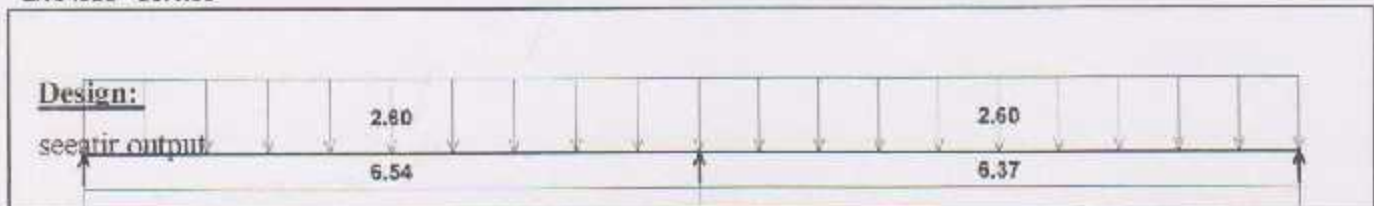
Loading

Dead load - Service

Units:kN,meter



Live load - Service



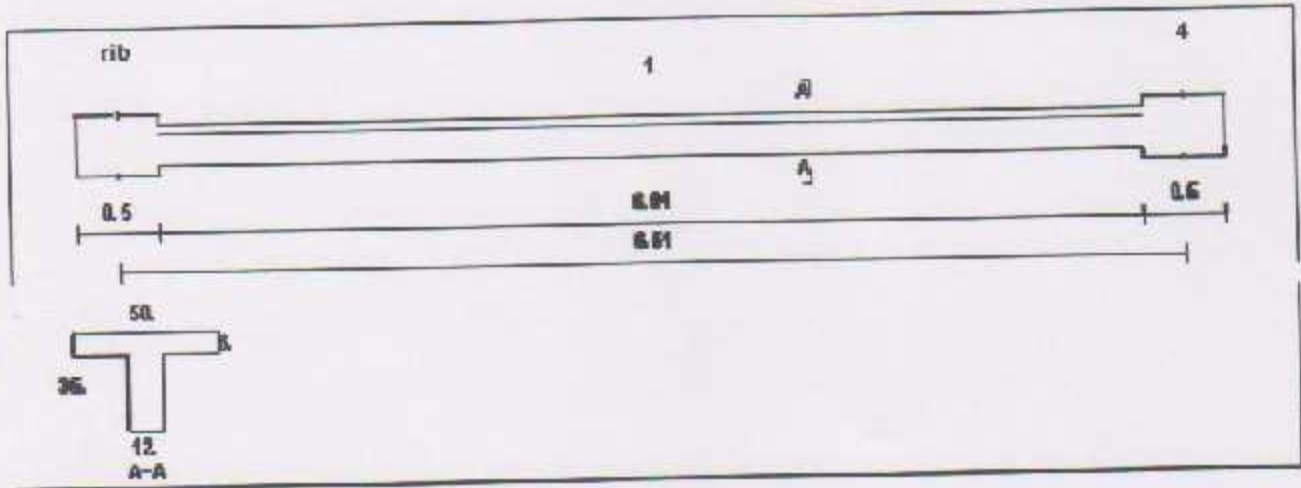
4.7.17 Pos.R4.

Material: reinforcement concrete.

Concrete B300 $f_c' = .8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load :

- * line load from slabsee atir output

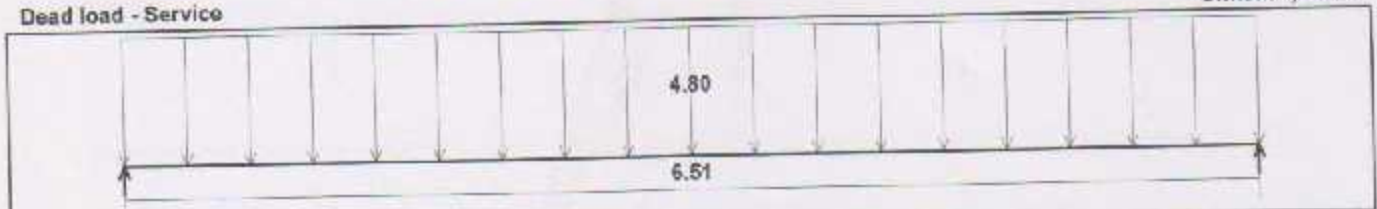
Live load :

- * line load from slabsee atir output

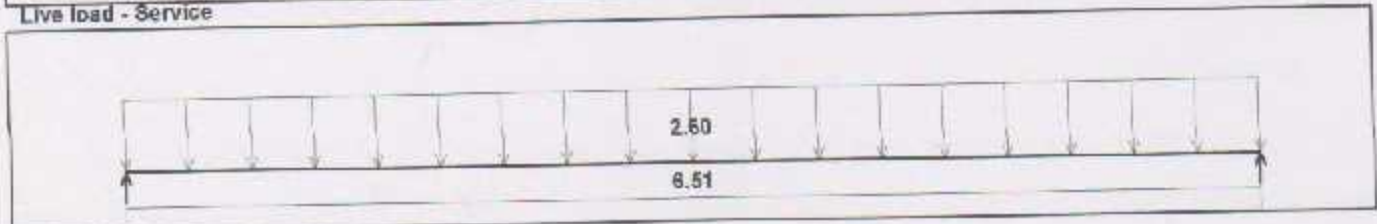
Loading

Units:kN, meter

Dead load - Service



Live load - Service



Design:

secatir output

4.7.18 Pos.B14.

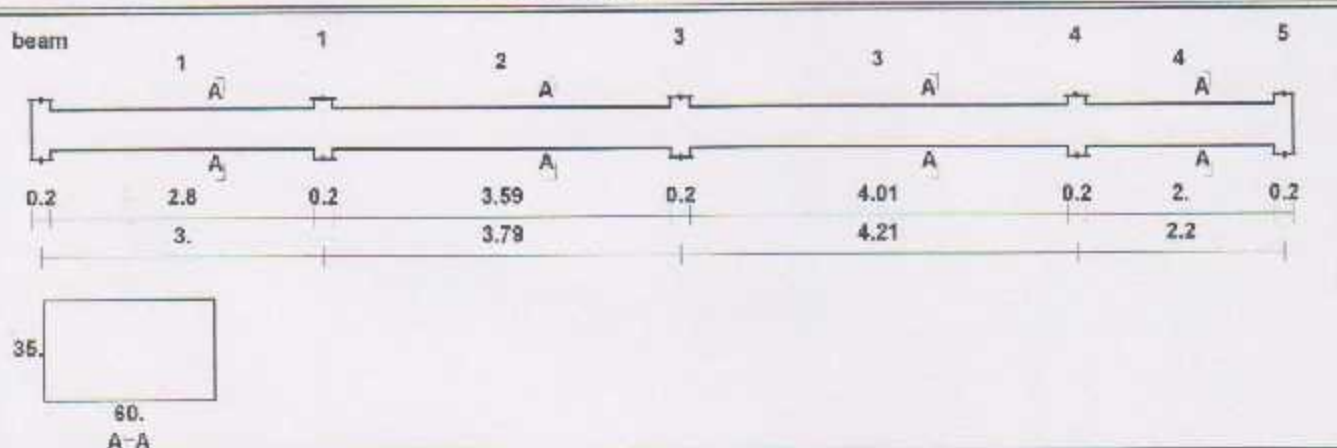
Material: reinforcement concrete.

Concrete B300 $f_c' = .8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected

Geometry Units: meter, cm



Loading:

Dead load:

- Line load from R1
- Self weight of beam : $0.5 * 0.35 * 24 = 4.2 \text{ kN/m}$
- Self weight of the wall:
 - ◆ Weight of block = 1.50 kN/m^2
 - ◆ Weight of stone = 1.30 kN/m^2
 - ◆ Weight of mortar = 1.76 kN/m^2
 - ◆ Weight of Plastering = -0.44 kN/m^2

$$\sum \text{Weight} = 5 \text{ kN/m}^2$$

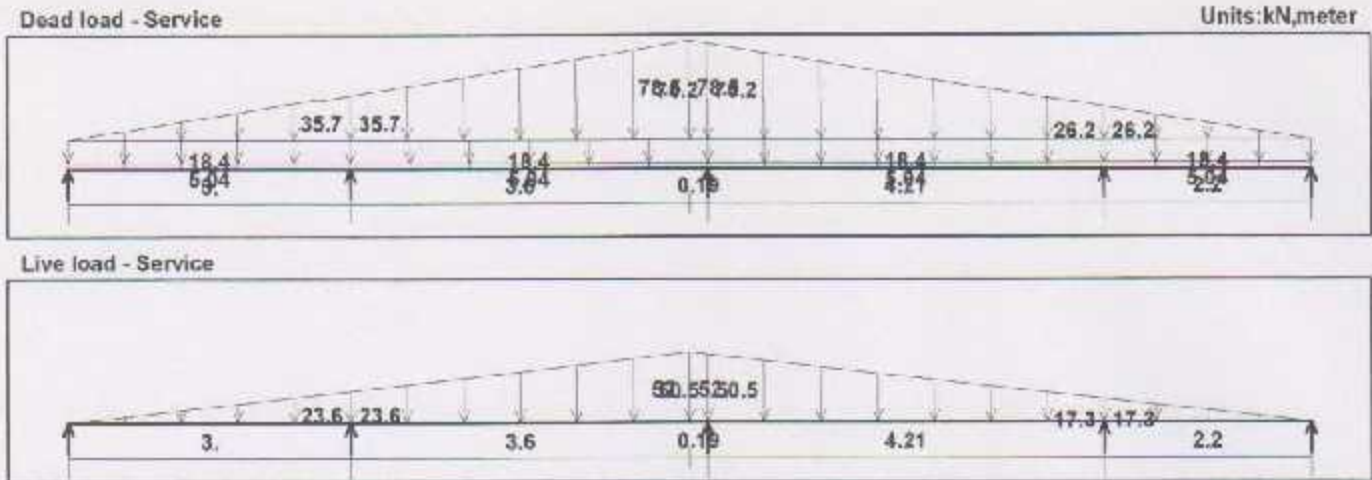
$$5 * 3.7 = 18.5 \text{ kN/m} \quad \text{Height of the wall} = 3.7 \text{ m}$$

Live load:

- Line load from R1

Loading

Units: kN, meter



Design:

scatir output

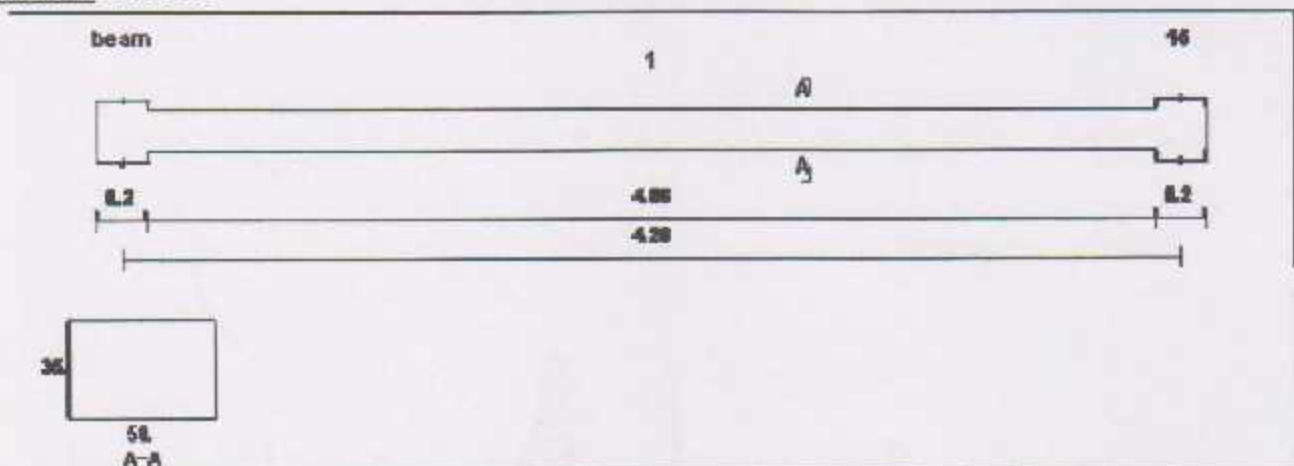
4.7.19 Pos.B15.

Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = .8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load:

- Line load from R6
- Self weight of beam : $0.5 * 0.35 * 24 = 4.2 \text{ kN/m}$

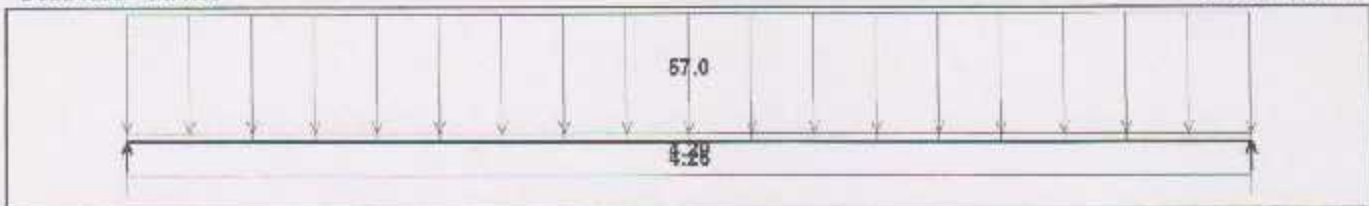
Live load:

- Line load from R6

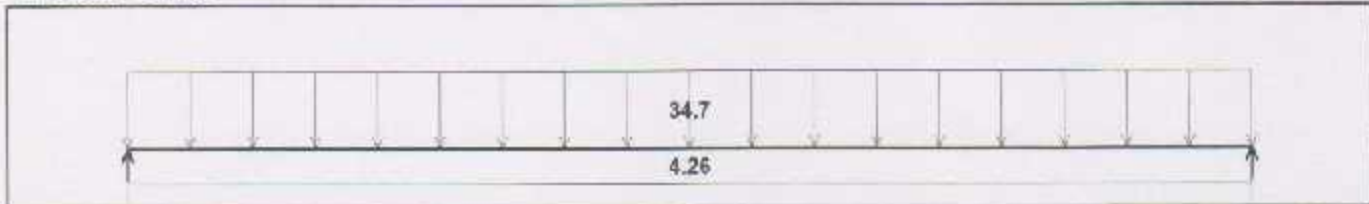
Loading

Dead load - Service

Units:kN,meter



Live load - Service



Design:

sccatir output

4.7.20 Pos.B16.

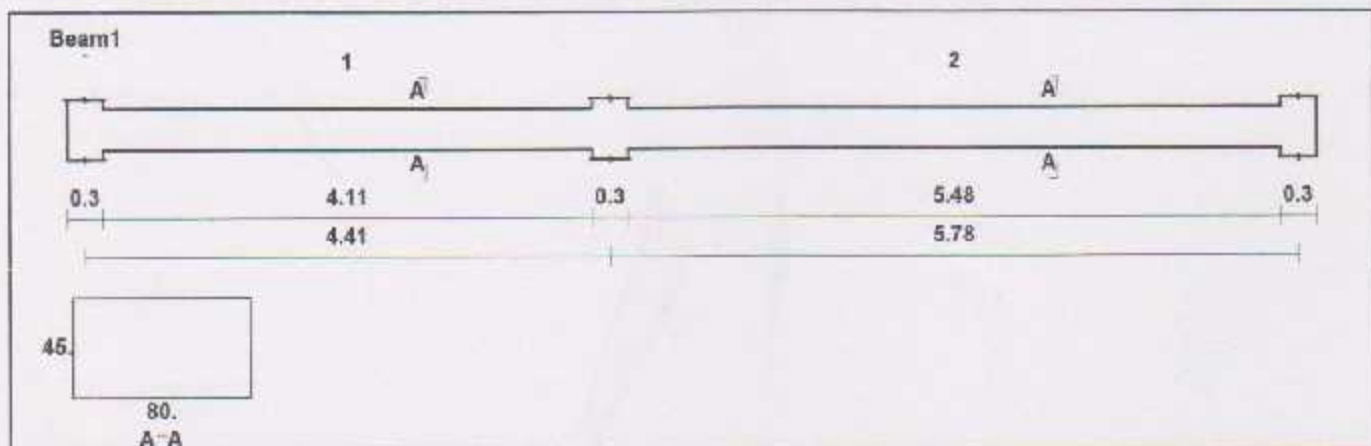
Material: reinforcement concrete

Concrete B300 $f_c' = 8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected

Geometry Units:meter,cm



Loading:

Dead load:

- Line load from R6
- Load from flat plate

- Self weight of beam : $0.6 \times 0.45 \times 24 = 4.2 \text{ kN/m}$

- Self weight of the wall:

- ◆ Weight of block = 1.50 kN/m^2

- ◆ Weight of stone = 1.30 kN/m^2

- ◆ Weight of mortar = 1.76 kN/m^2

- ◆ Weight of Plastering = 0.44 kN/m^2

$$\sum \text{Weight} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$5 \times 3.7 = 18.5 \text{ kN/m} \quad \text{Height of the wall} = 3.7 \text{ m}$$

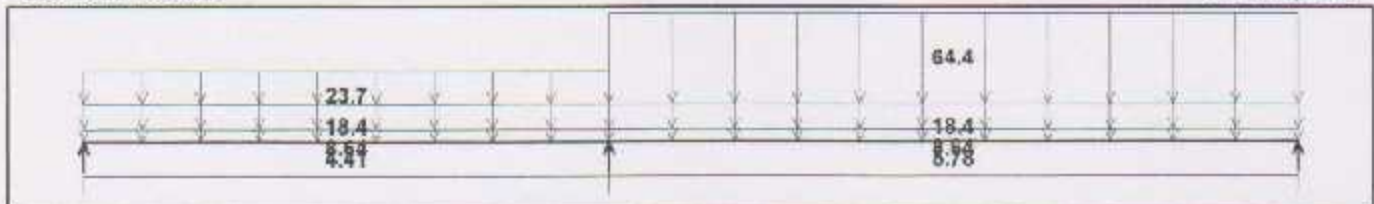
Live load:

- Line load from R6
- Load from flat plate

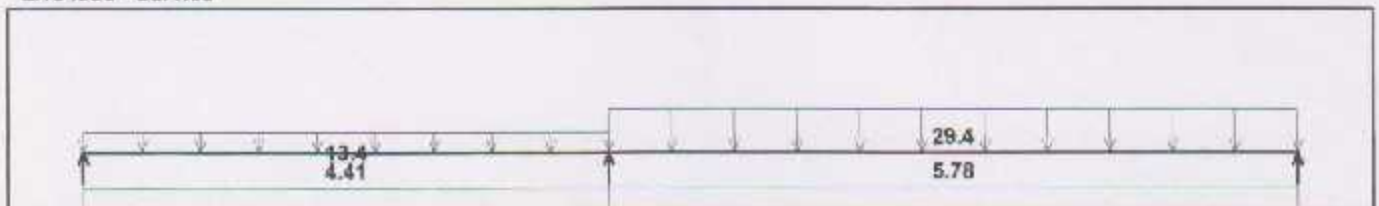
Loading

Dead load - Service

Units: kN, meter



Live load - Service



Design:

seeatir output

4.7.21 Pos.B17.

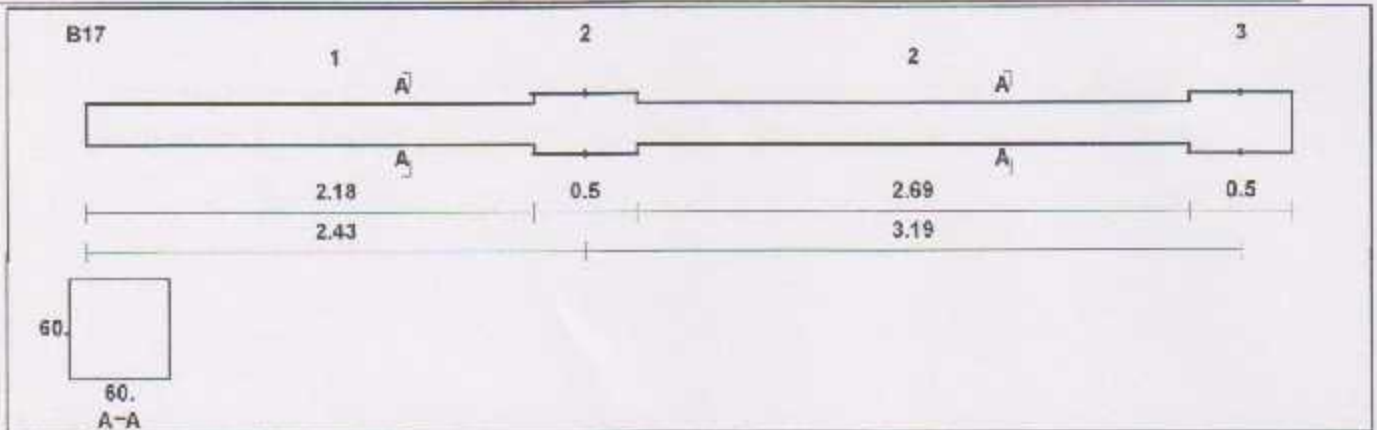
Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = 8 \times 30 = 24 \text{ MPa}$.

Steel 420.

Section: selected

Geometry Units: meter, cm



Loading:

Dead load:

- Load from flat plate
- Self weight of beam : $0.6 \times 0.6 \times 24 = 8.64 \text{ kN/m}$
 - Self weight of the wall:
 - ◆ Weight of block $= 1.50 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of stone $= 1.30 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of mortar $= 1.76 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of Plastering $= 0.44 \text{ kN/m}^2$

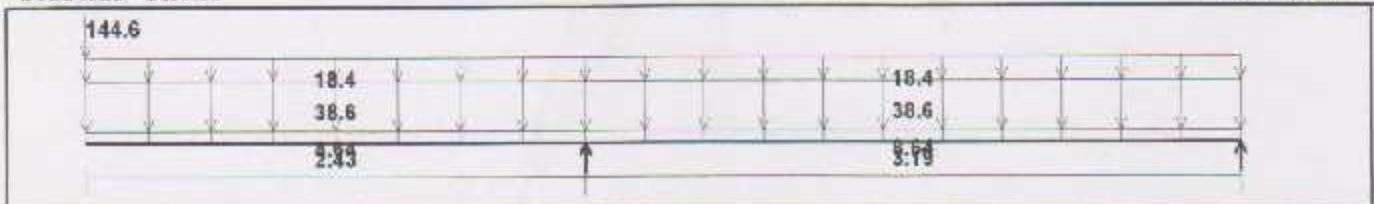
$$\sum \text{Weight} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$5 \times 3.7 = 18.5 \text{ kN/m} \quad \text{Height of the wall} = 3.7 \text{ m}$$

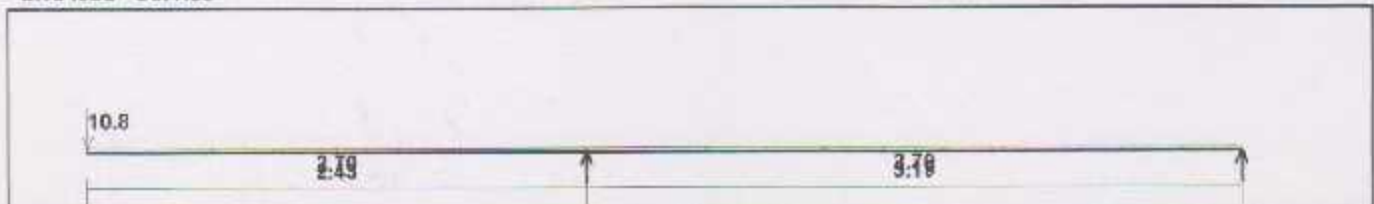
Live load:

- Load from flat plate

Dead load - Service Loading Units: kN, meter



Live load - Service



4.7.22 Pos.B18.

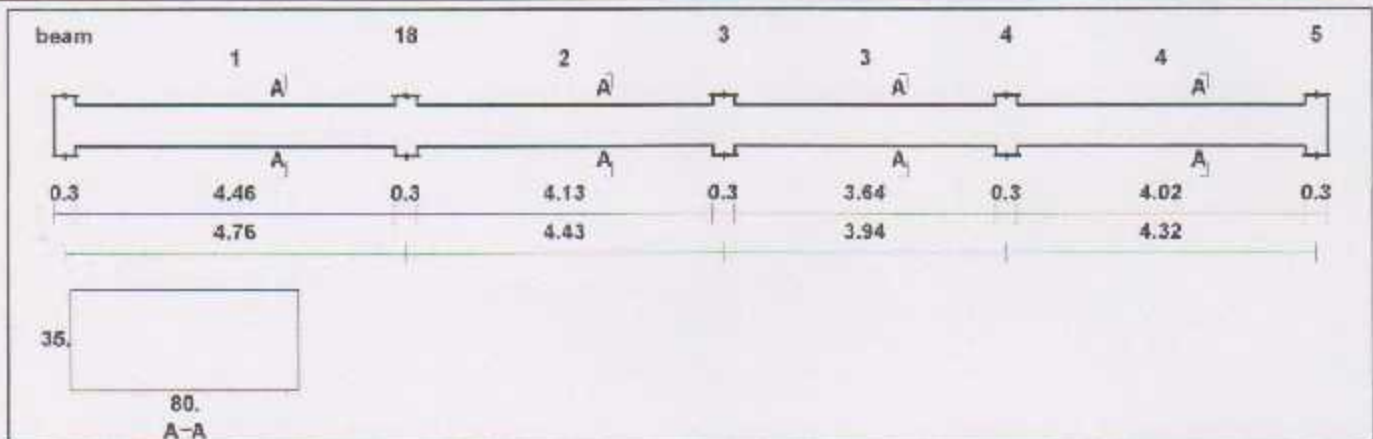
Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = 8 * 30 = 24 MPa$.

Steel 420.

Section: selected

Geometry Units: meter, cm



Loading:

Dead load:

- Line load from R6 & R7
- Line load from R2 tow way ribbed slab
- Self weight of beam : $0.5 * 0.35 * 24 = 4.2 kN/m$
 - Self weight of the wall:
 - ◆ Weight of block = $1.50 kN/m^2$
 - ◆ Weight of stone = $1.30 kN/m^2$
 - ◆ Weight of mortar = $1.76 kN/m^2$
 - ◆ Weight of Plastering = $0.44 kN/m^2$

$$\sum Weight = 5 kN/m^2$$

$$5 * 3.7 = 18.5 kN/m \quad (\text{Height of the wall} = 3.7 m)$$

Live load:

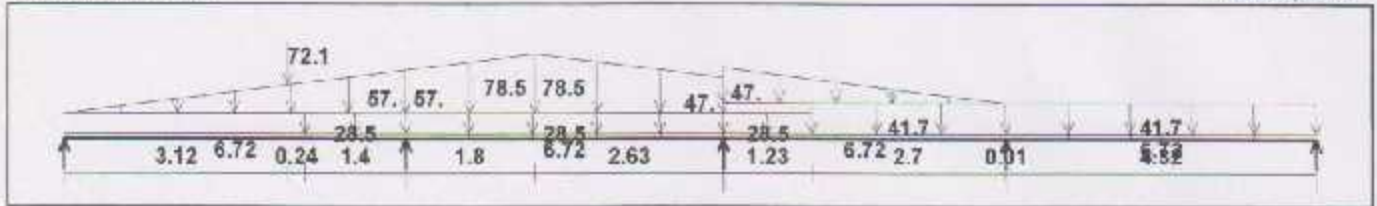
- Line load from R6 & R7

- Line load from R2 tow way ribbed slab

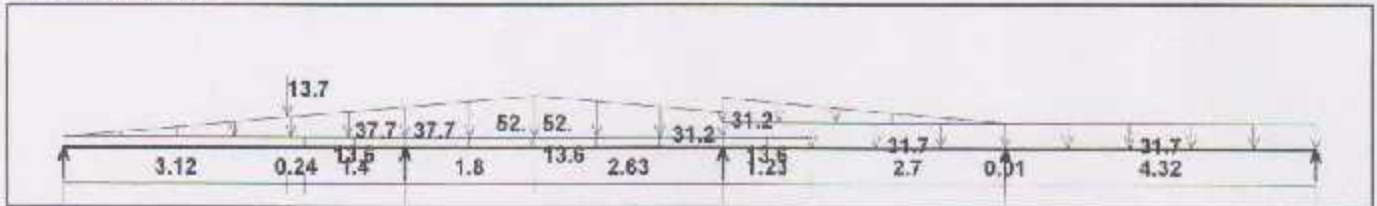
Loading

Dead load - Service

Units: kN/meter



Live load - Service



Design:

seeair output

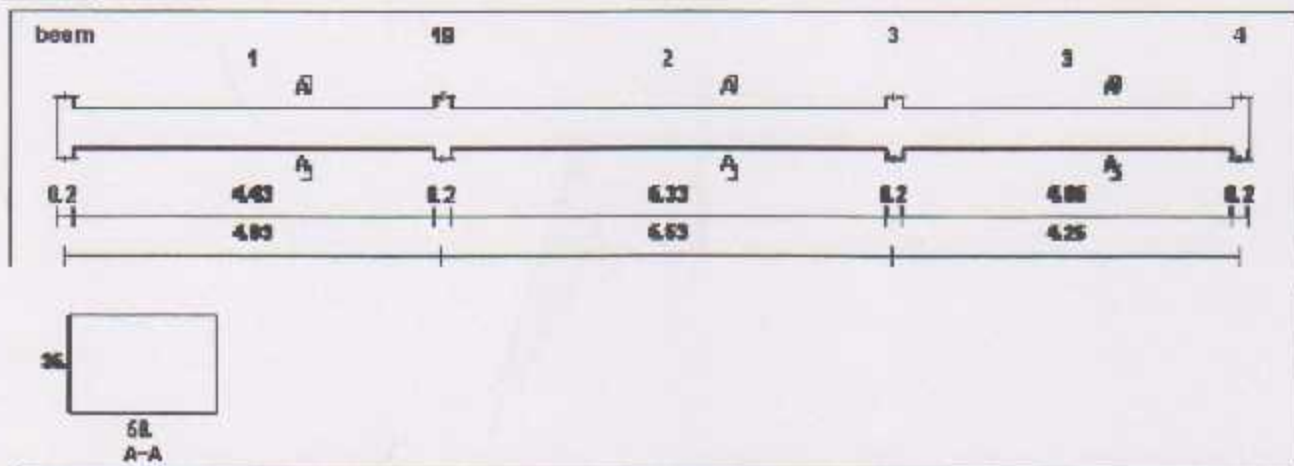
4.7.23 PosB19.

Material: reinforcement concrete.

Concrete B300 $f_c' = .8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load:

- Dead load from rib7&rib 6
- Self weight of beam : $0.5 \times 0.35 \times 24 = 4.2 \text{ kN/m}$
 - Self weight of the wall above the beam:
 - ◆ Weight of block $= 1.50 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of stone $= 1.30 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of mortar $= 1.76 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of Plastering $= 0.44 \text{ kN/m}^2$

$$\sum \text{Weight} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$5 \times 3.7 = 18.5 \text{ kN/m} \quad (\text{Height of the wall} = 3.7 \text{ m})$$

Live load:

Live load from rib 6 & rib 7.

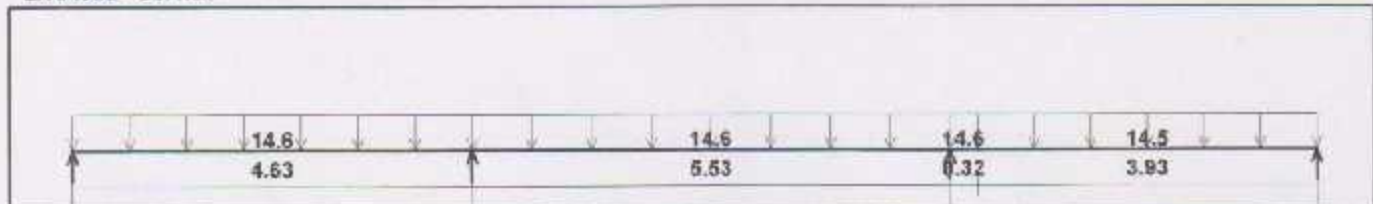
Loading

Dead load - Service

Units: kN, meter



Live load - Service



Design:

see air output

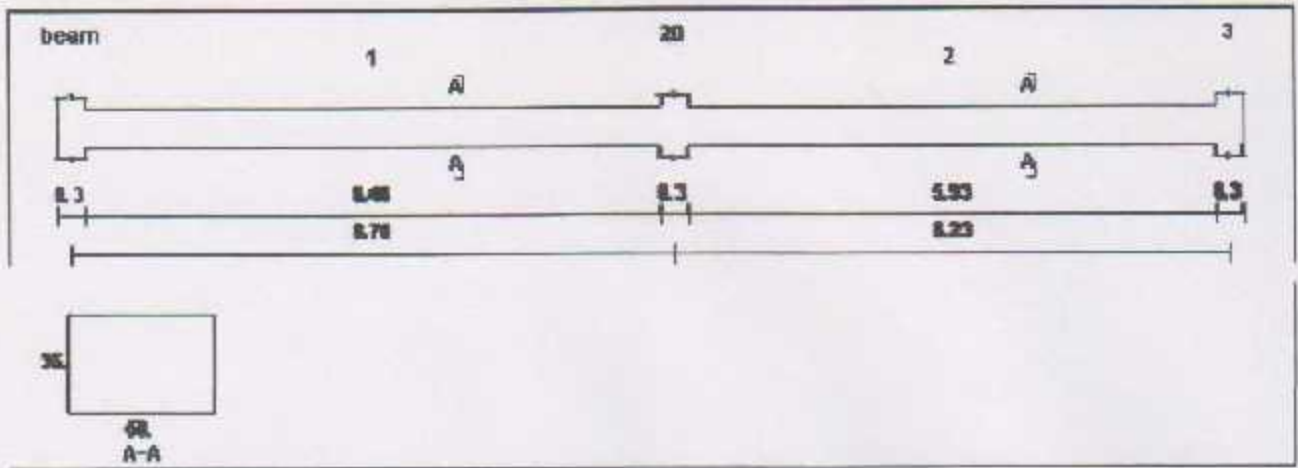
4.7.24 PosB20.

Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c = .8 \times 30 = 24 \text{ MPa}$.

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load:

- One meter of the slab : $9.23 \times 1 \text{m} = 9.23$
- Self weight of beam : $0.5 \times 0.35 \times 24 = 4.2 \text{ kN/m}$
 - Self weight of the wall:
 - ◆ Weight of block = 1.50 kN/m^2
 - ◆ Weight of stone = 1.30 kN/m^2
 - ◆ Weight of mortar = 1.76 kN/m^2
 - ◆ Weight of Plastering = 0.44 kN/m^2

$\sum \text{Weight} = 5 \text{ kN/m}^2$

$5 \times 3.7 = 18.5 \text{ kN/m}$) Height of the wall = 3.7 m (

Live load:

one meter of slab.

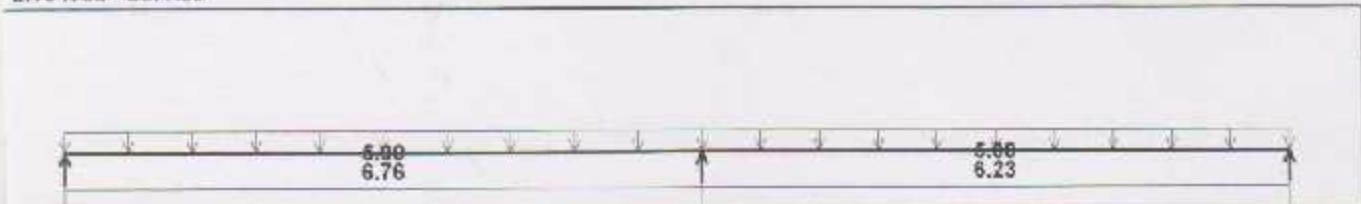
loading

Dead load - Service

Units: kN, meter



Live load - Service



Design:

seeair output

4.7.25 PosB21.

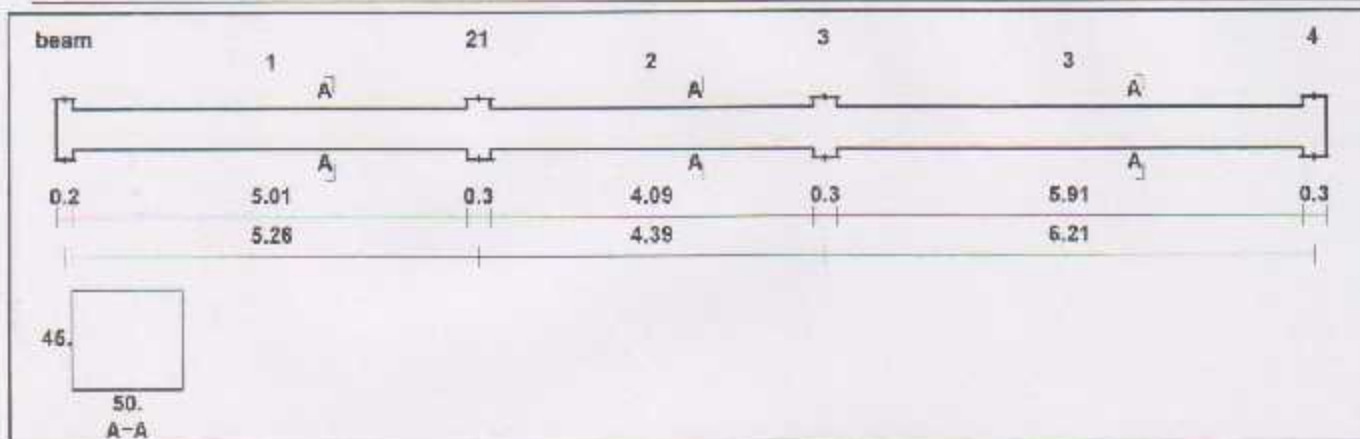
Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = .8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected

Geometry Units: meter,cm



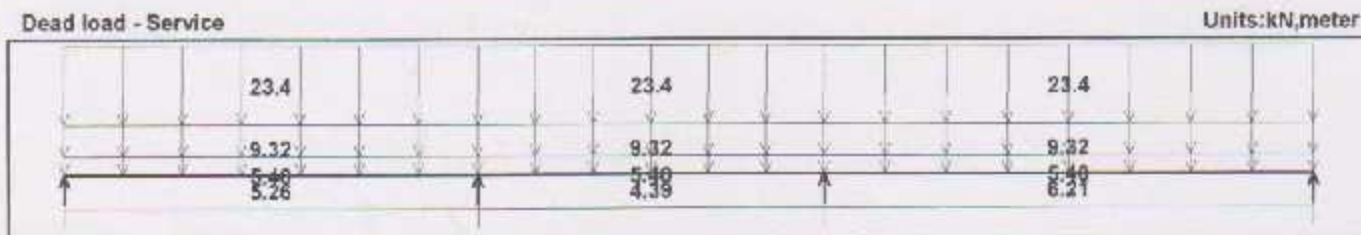
Loading:

- One meter of the slab : $9.23 * 1m = 9.23$
- Self weight of beam : $0.5 * 0.45 * 24 = 5.4KN/m$
- Dead load from flat plate:

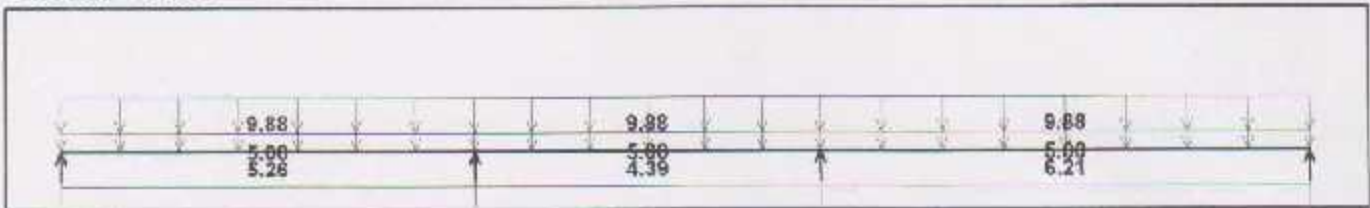
Live load:

one meter of slab
live load from flat plate.

Loading



Live load - Service



Design:

seeair output

4.7.26 Pos.B22.

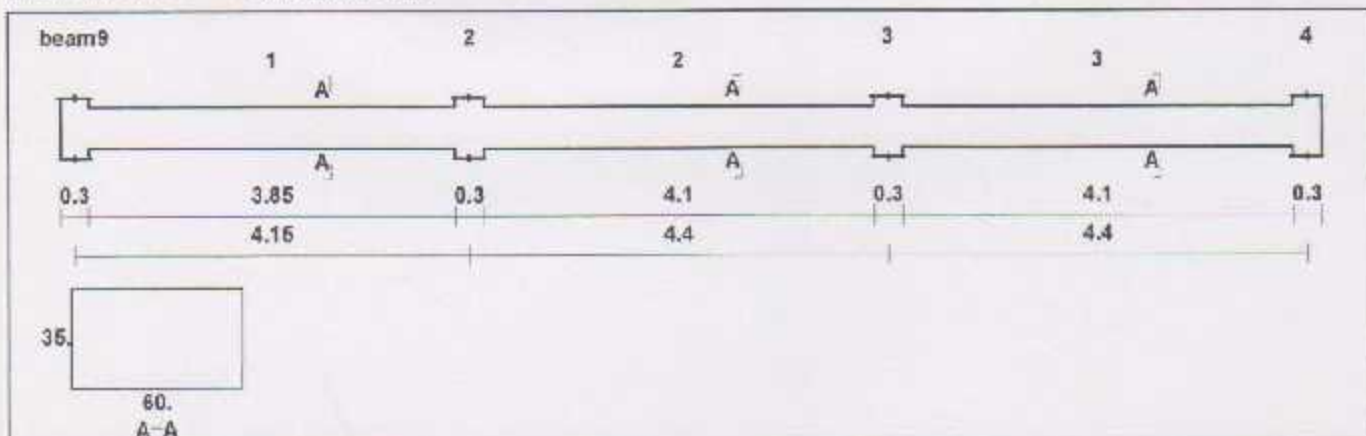
Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = 0.8 \cdot 30 = 24 \text{MPa}$.

Steel 420.

Section: selected

Geometry Units: meter cm



Loading:

Dead load:

- Line load from R1
- Self weight of beam : $0.5 \cdot 0.35 \cdot 24 = 4.2 \text{KN/m}$
- Self weight of the wall:
 - ◆ Weight of block = 1.50 kN/m^2
 - ◆ Weight of stone = 1.30 kN/m^2
 - ◆ Weight of mortar = 1.76 kN/m^2

♦ Weight of Plastering = 0.44 kN/m²

$\sum \text{Weight} = 5 \text{ kN/m}^2$

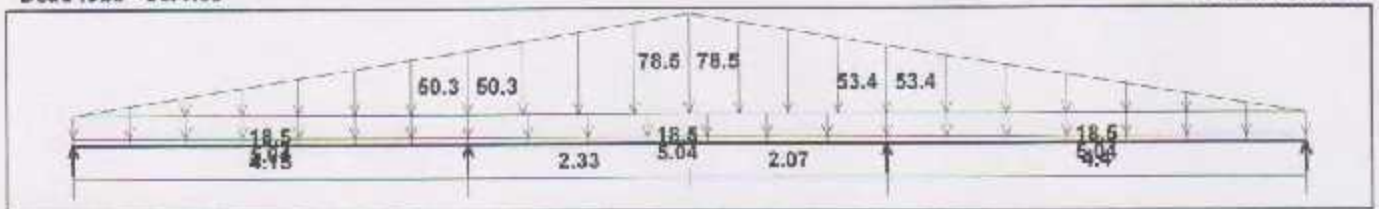
5 * 3.7 = 18.5 kN/m Height of the wall = 3.7 m

Live load:

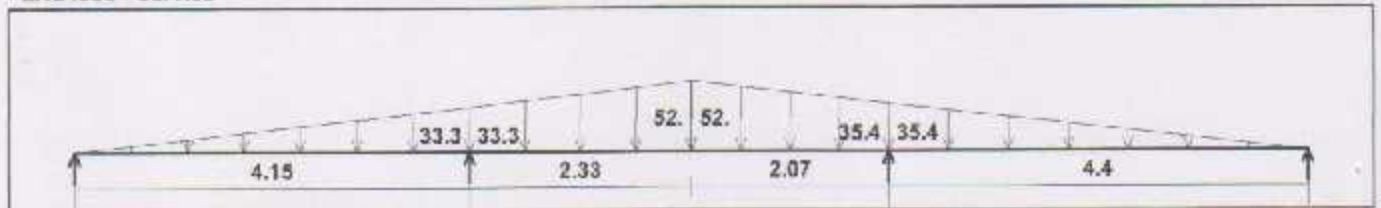
- Line load from R1

Dead load - Service

Units: kN, meter



Live load - Service



Design:

scaatr output

4.7.27 Pos.B23.

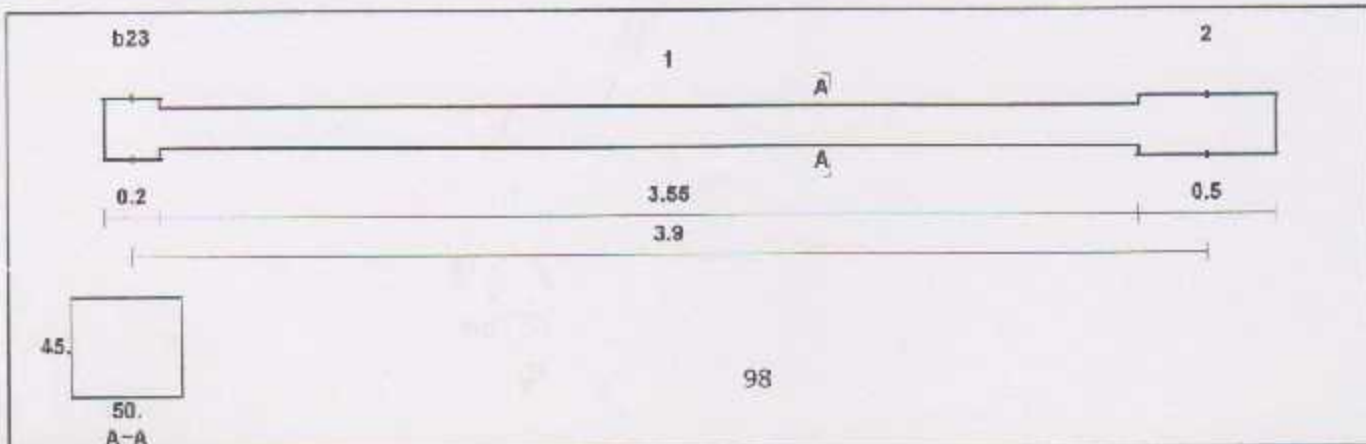
Material: reinforcement concrete

Concrete B300 $f_c' = 8 * 30 = 24 \text{ MPa}$.

Steel 420.

Section: selected

Geometry Units: meter, cm



Loading:

Dead load:

- Load from flat plate
- Self weight of beam : $0.5 \times 0.45 \times 24 = 5.4 \text{ kN/m}$
 - Self weight of the wall:
 - ◆ Weight of block $= 1.50 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of stone $= 1.30 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of mortar $= 1.76 \text{ kN/m}^2$
 - ◆ Weight of Plastering $= 0.44 \text{ kN/m}^2$

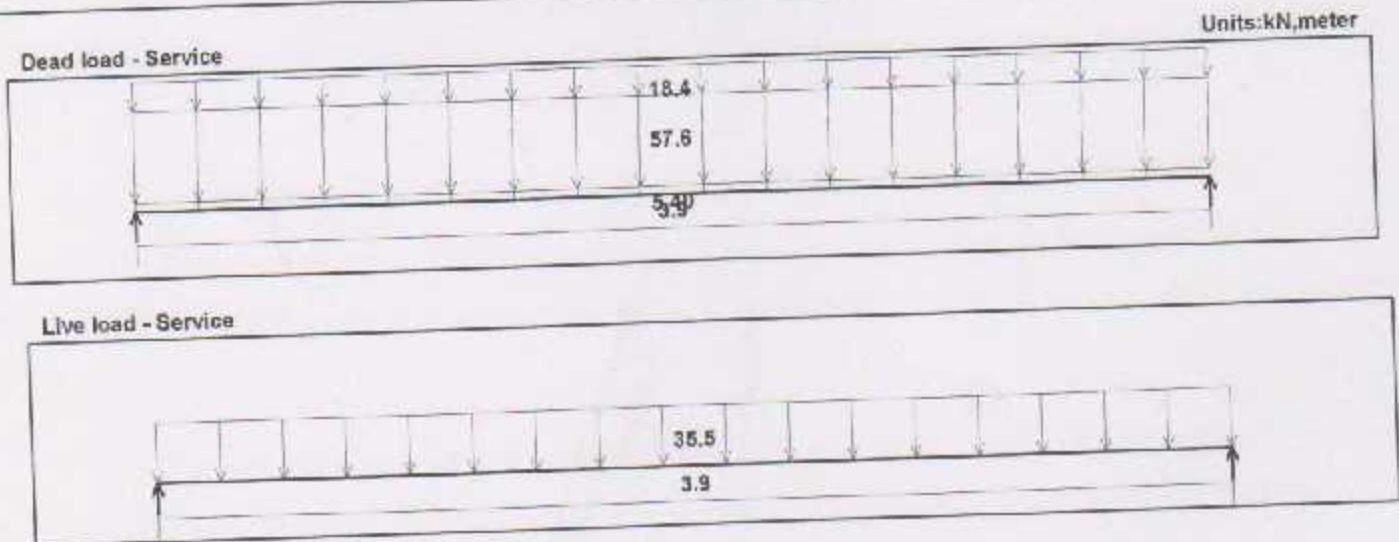
$\Sigma \text{Weight} = 5 \text{ kN/m}^2$

$5 \times 3.7 = 18.5 \text{ kN/m}$ Height of the wall $= 3.7 \text{ m}$

Live load:

- Load from flat plate

Loading



Design:

secatir output

4.7.28 Pos.B24.

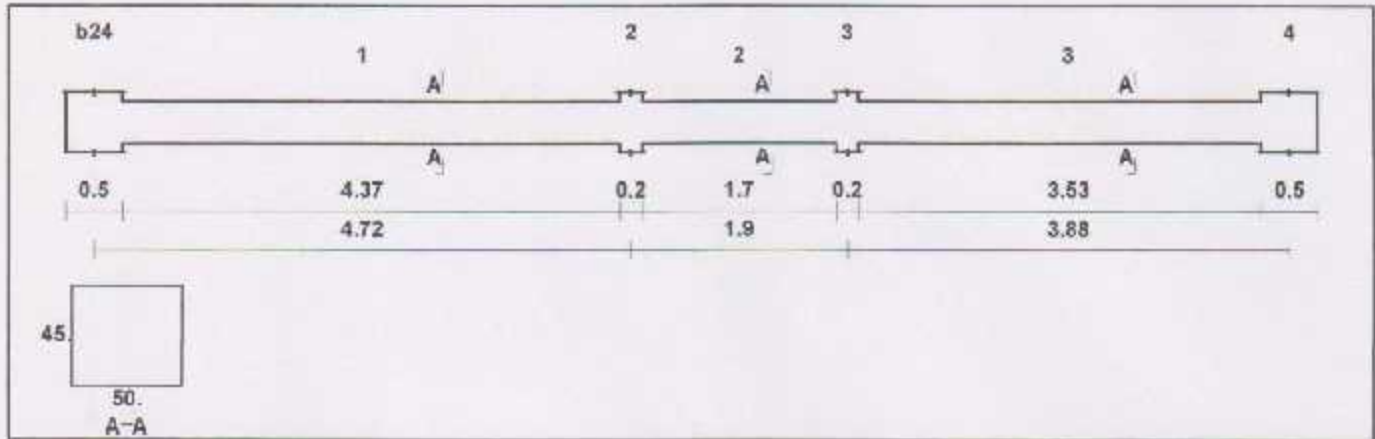
Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = .8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected

Geometry Units: meter cm



Loading:

Dead load:

- Load from flat plate
- Self weight of beam : $0.5 * 0.45 * 24 = 5.4 kN/m$
 - Self weight of the wall:
 - ◆ Weight of block = $1.50 kN/m^2$
 - ◆ Weight of stone = $1.30 kN/m^2$
 - ◆ Weight of mortar = $1.76 kN/m^2$
 - ◆ Weight of Plastering = $0.44 kN/m^2$

$$\sum Weight = 5 kN/m^2$$

$$5 * 3.7 = 18.5 kN/m \quad \text{Height of the wall} = 3.7 m$$

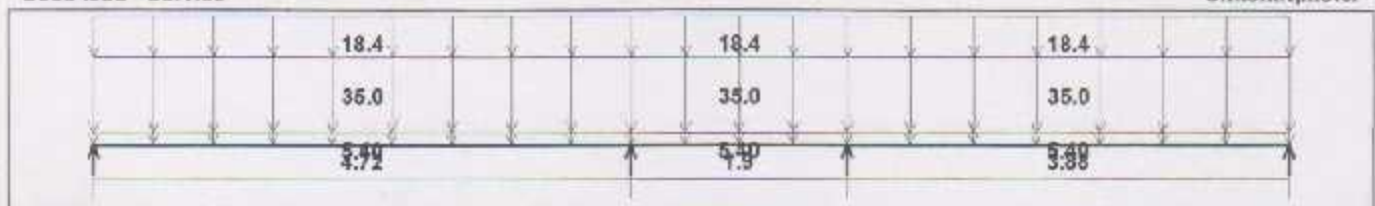
Live load:

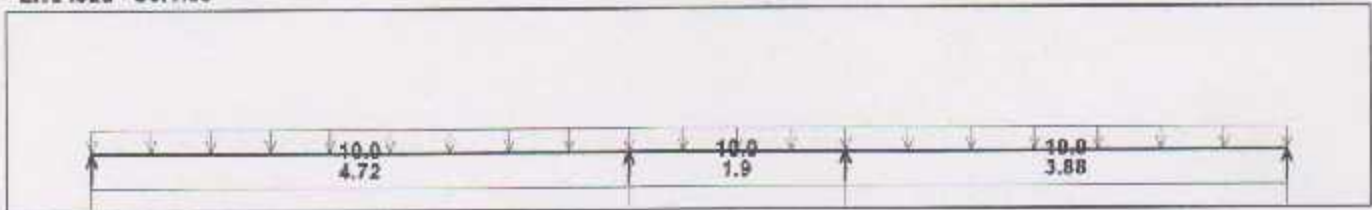
- Load from flat plate

Loading

Dead load - Service

Units: kN, meter





Design:

secatir output

4.7.29 PosB25.

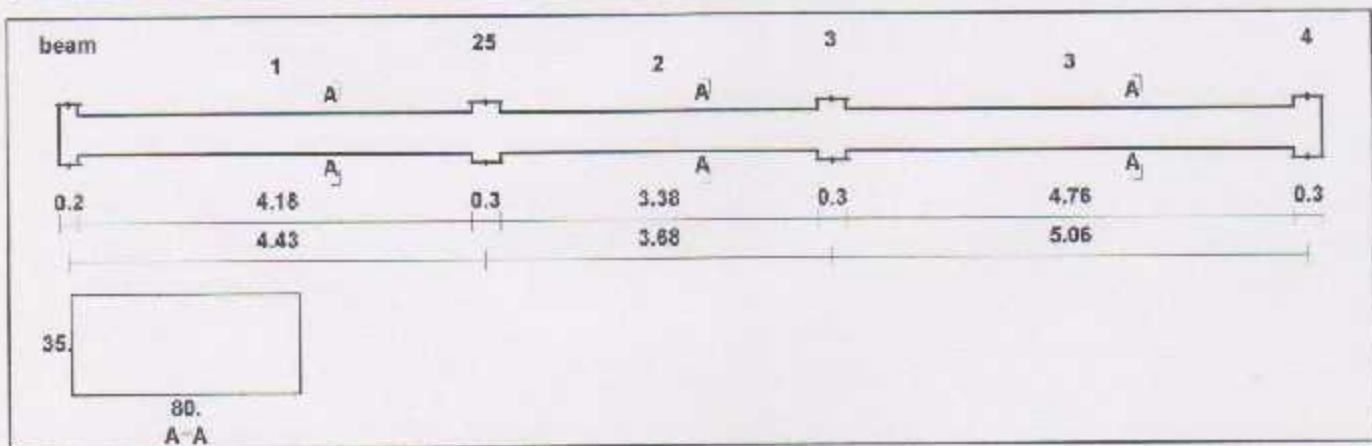
Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = .8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected

Geometry Units: meter,cm



Loading:

Dead load:

- One meter of the slab : $9.23 * 1m = 9.23$
- Self weight of beam : $0.5 * 0.35 * 24 = 4.2KN/m$
- Dead load from two way ribbed slab R I :
 - Self weight of the wall:
 - ◆ Weight of block = $1.50 kN/m^2$
 - ◆ Weight of stone = $1.30 kN/m^2$
 - ◆ Weight of mortar = $1.76 kN/m^2$
 - ◆ Weight of Plastering = $0.44 kN/m^2$

$$\sum \text{Weight} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$5 * 3.7 = 18.5 \text{ kN/m} \quad (\text{Height of the wall} = 3.7 \text{ m})$$

Live load:

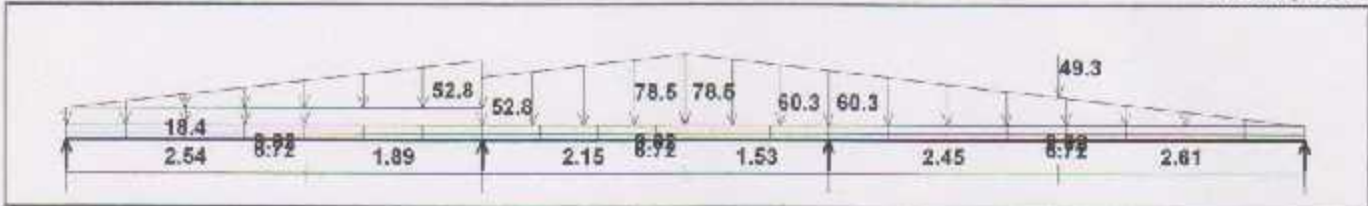
one meter of slab.

Live load from two way ribbed slab

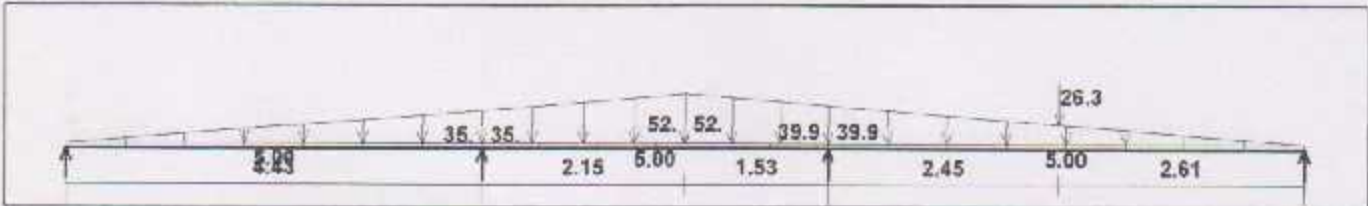
Loading

Dead load - Service

Units: kN, meter



Live load - Service



Design:

seeatir output

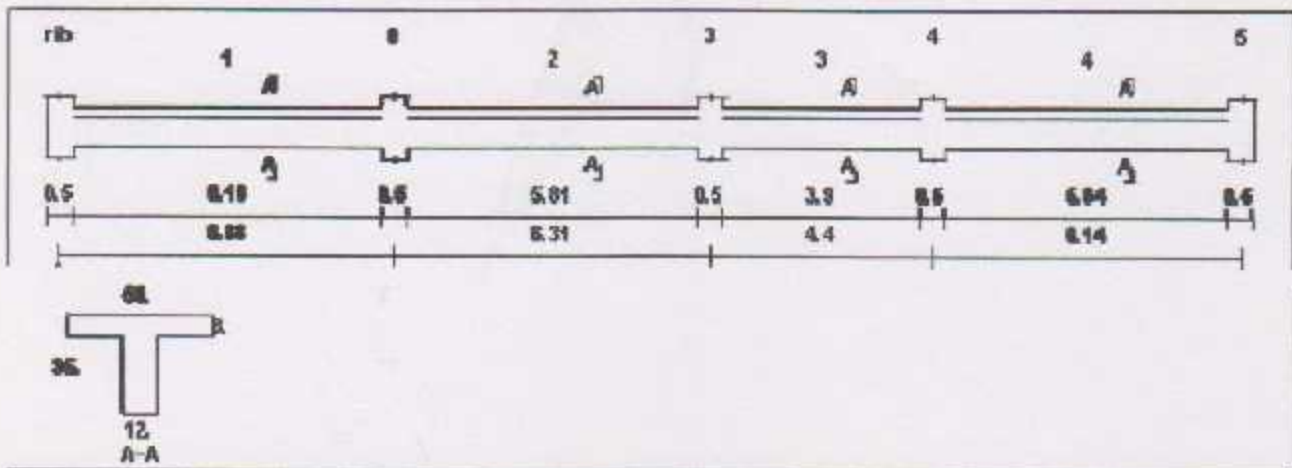
4.7.30 Pos.R6.

Material: reinforcement concrete .

$$\text{Concrete B300 } f_c' = .8 * 30 = 24 \text{ MPa} .$$

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load :

- * line load from slabsee atir output

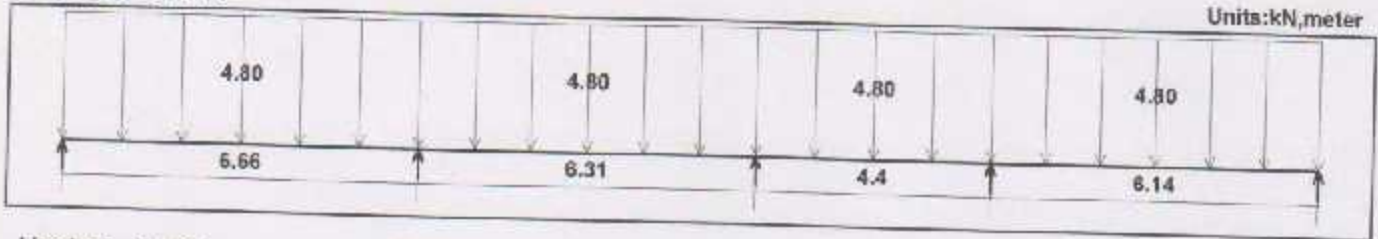
Live load :

- * line load from slabsee atir output

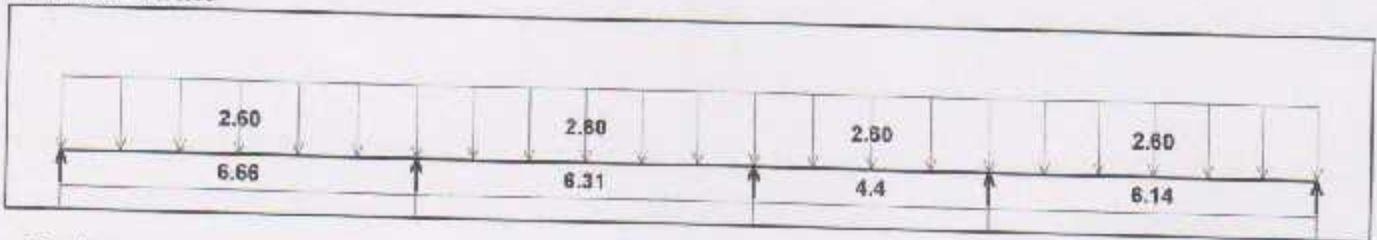
Loading

Dead load - Service

Units: kN, meter



Live load - Service



Design:

see atir output

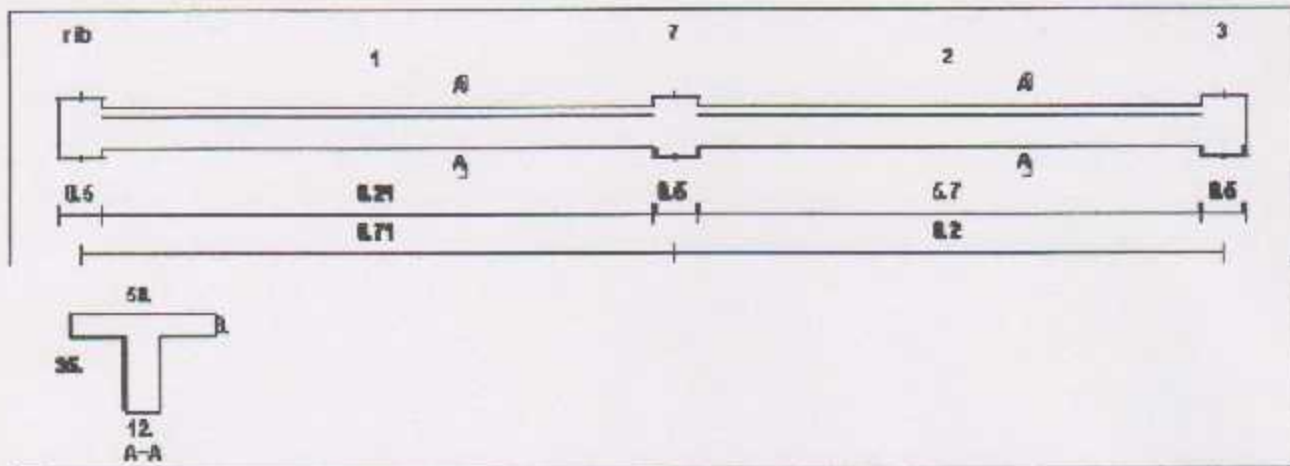
4.7.31 Pos.R7.

Material: reinforcement concrete .

$$\text{Concrete B300 } f_c' = 8 \cdot 30 = 24 \text{ MPa.}$$

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load :

- * line load from slabsec atir output

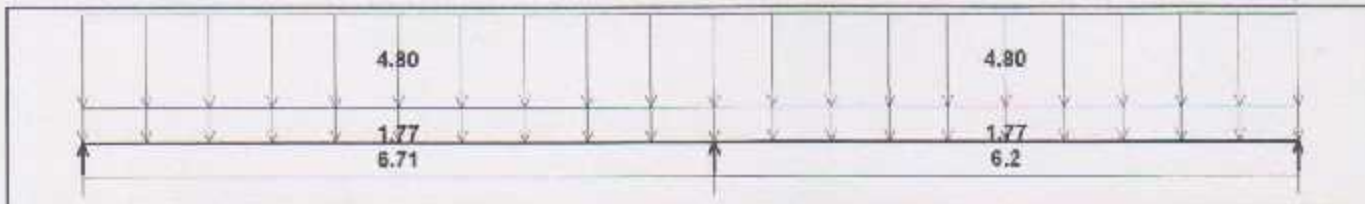
Live load :

- * line load from slabsec atir output

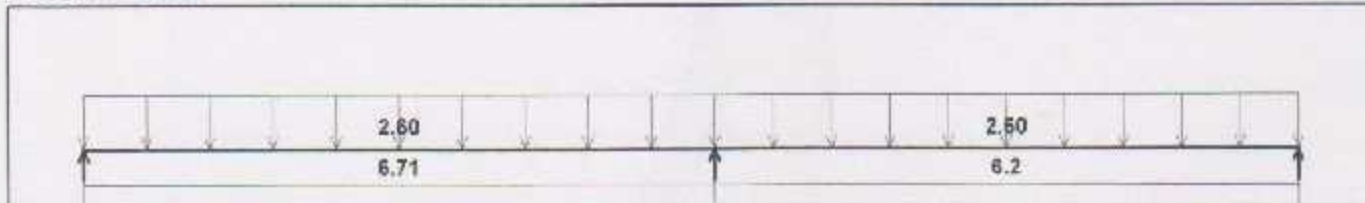
Loading

Dead load - Service

Units:kN,meter



Live load - Service



Design:

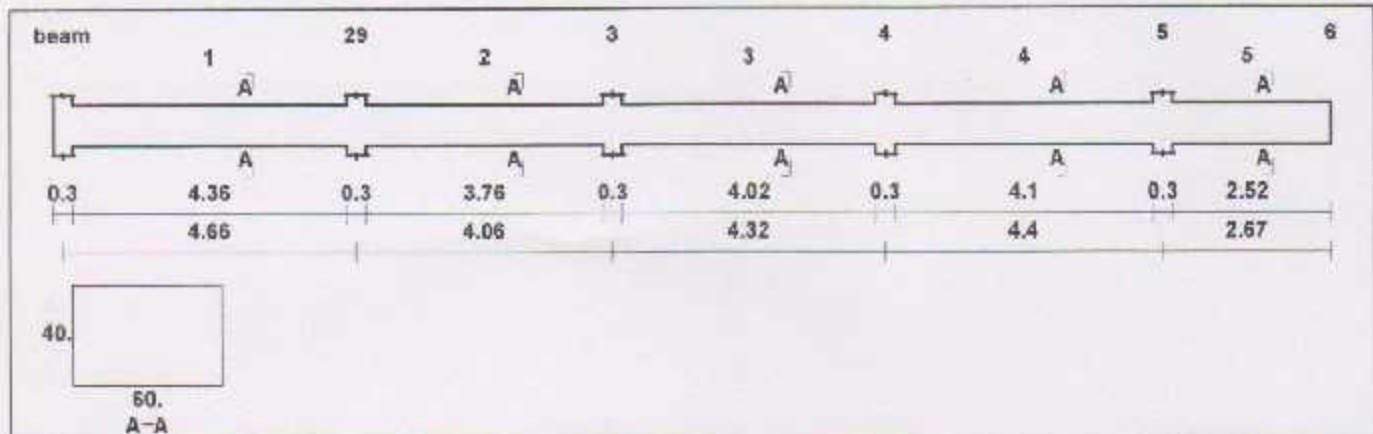
secatir output

4.7.32 Pos.B29.

Material: reinforcement concrete

Concrete B300 $f_c' = 8 * 30 = 24 \text{MPa}$.
Steel 420

Section : selected



Loading:

Dead load :

- * Self weight of the Beam $0.6 * 0.4 * 24 = 5.76 \text{KN/m}$
- * line load from rib8 & rib9
- * Dead load from flat plate:

* Self weight of the parapet above the beam :

- ◆ density of encreat = 24 kN/m^3
 - ◆ height of the wall = 1m
 - ◆ thikness of the wall = 0.3 m

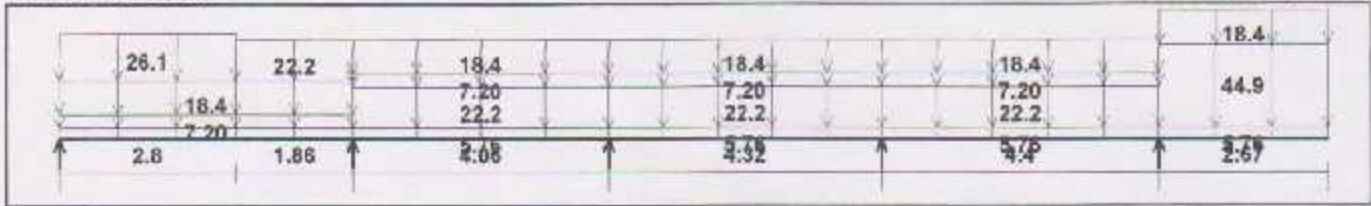
$$24 * 1 * 0.3 = 7.2 \text{ kN/m}$$

Live load :

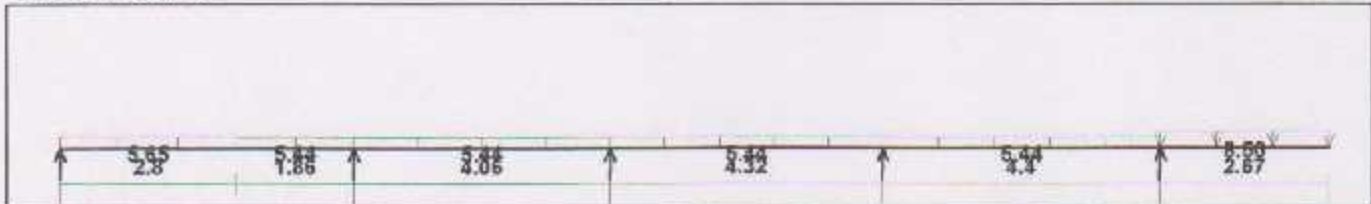
- * line load from rib8 & 9 see atir output
- * Dead load from flat plate:

Dead load - Service

Units: kN, meter



Live load - Service



Design:

see air output

4.7.31 PosB27.

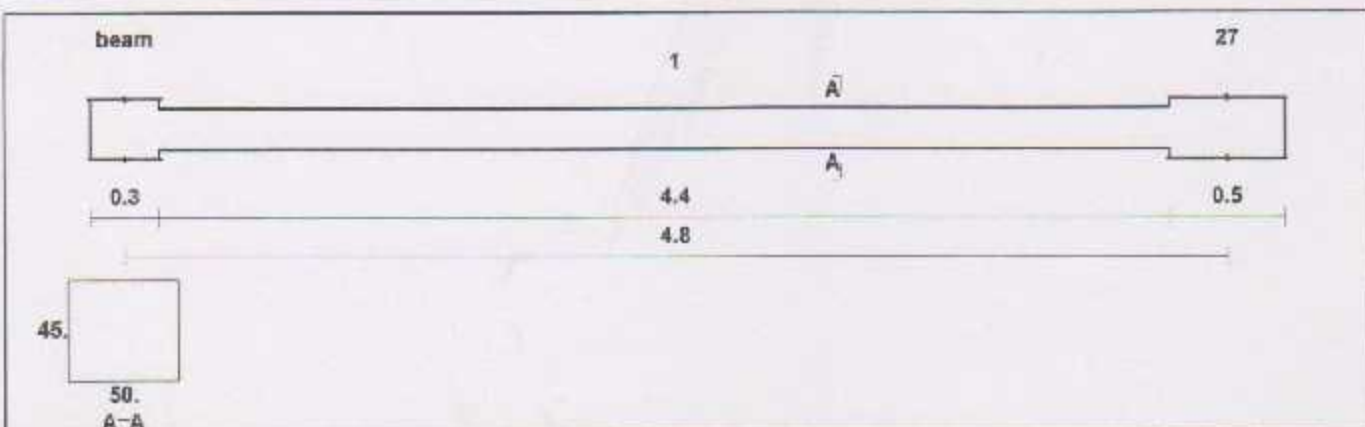
Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = .8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected

Geometry Units: meter, cm



Loading:

Dead load:

- One meter of the slab: $9.23 \times 1\text{m} = 9.23$
- Dead load from flat plate
- Self weight of beam $: 0.5 \times 0.35 \times 24 = 4.2 \text{ kN/m}$
- Weight of the wall above the beam :

♦ density of concrete = 24 kN/m^3

- ♦ height of the wall = 1m
- ♦ thickness of the wall = 0.3m

$24 \times 1 \times 0.3 = 7.2 \text{ kN/m}$

Live load:

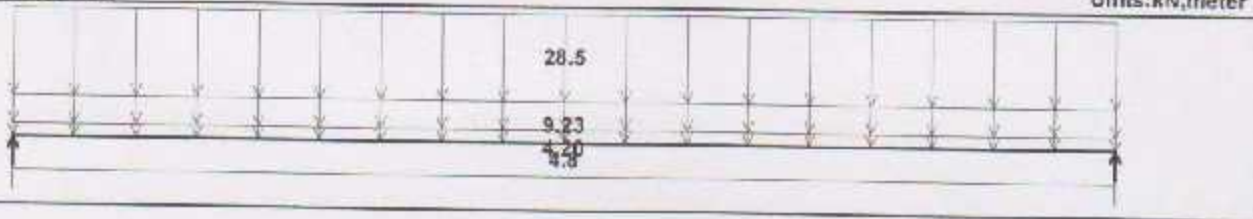
one meter of slab

Load from flat plate

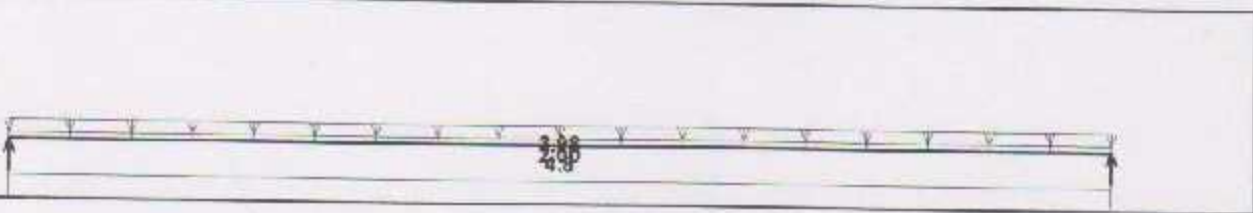
Loading

Dead load - Service

Units: kN, meter



Live load - Service



Design:

seatir output

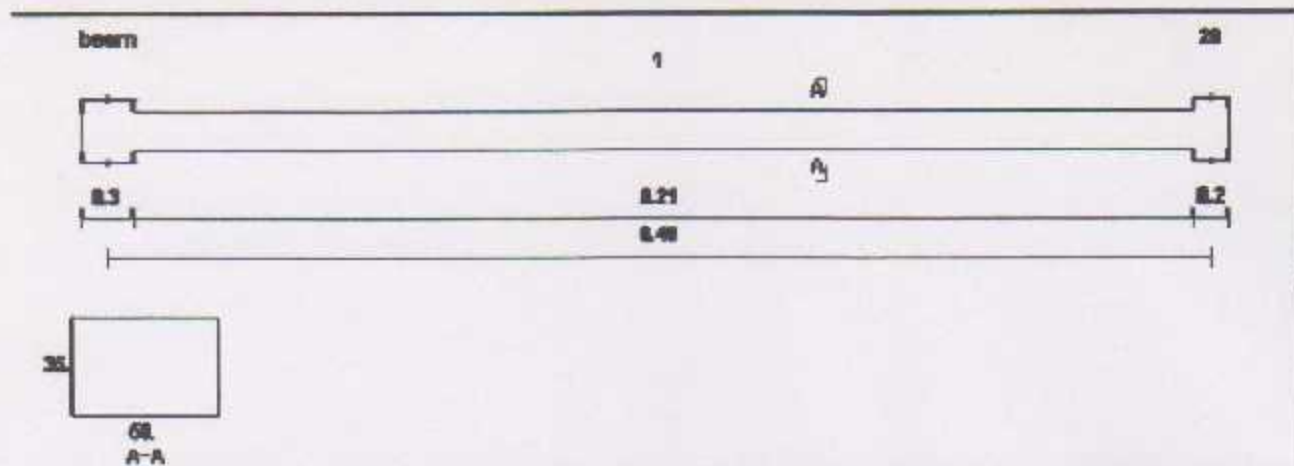
PosB28.

Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = .8 \times 30 = 24 \text{ MPa}$.

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load :

- One meter of the slab: $9.23 \times 1\text{m} = 9.23$
- Self weight of beam : $0.5 \times 0.35 \times 24 = 4.2 \text{ kN/m}$
- Weight of the parapet above the beam

♦ density of concrete = 24 kN/m^3

♦ height of the wall = 1m

♦ thickness of the wall = 0.3 m

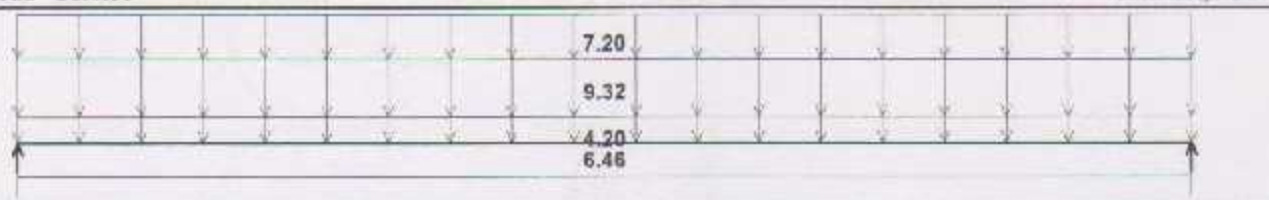
$$24 \times 1 \times 0.3 = 7.2 \text{ kN/m}$$

Live load : one meter of slab.

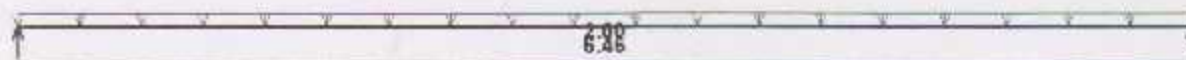
Loading

Dead load - Service

Units: kN, meter



Live load - Service



Design:

see air output

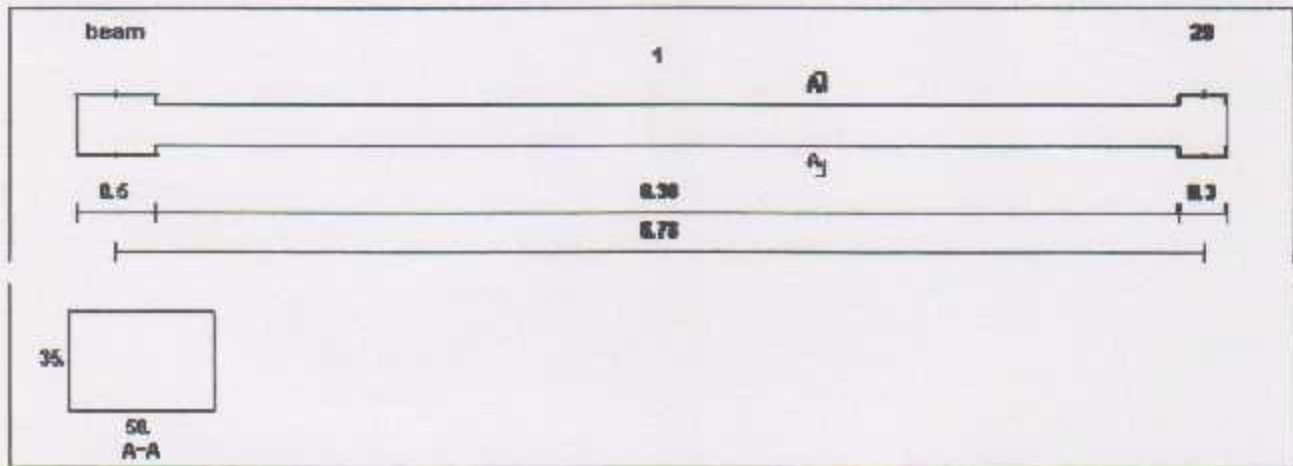
Pos. B29.

Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = .8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load :

- One meter of the slab : $9.23 * 1m = 9.23KN/m$
- Self weight of beam : $0.5 * 0.35 * 24 = 4.2KN/m$
- Weight of the wall above the beam

◆ density of cncreat = $24 kN / m^3$

◆ height of the wall = 1m

◆ thikness of the wall = 0.3 m

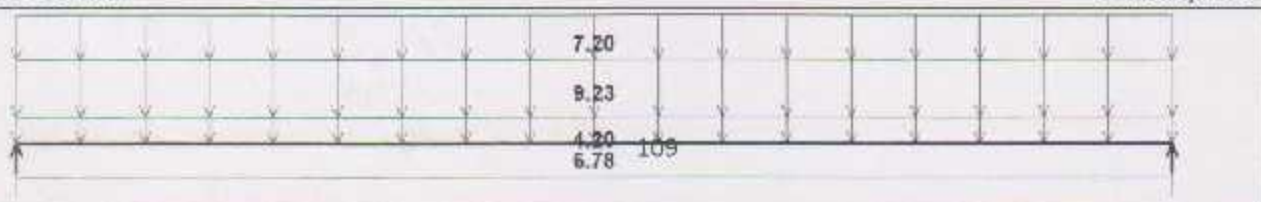
$$24 * 1 * 0.3 = 7.2kN / m$$

Live load : one meter of slab.

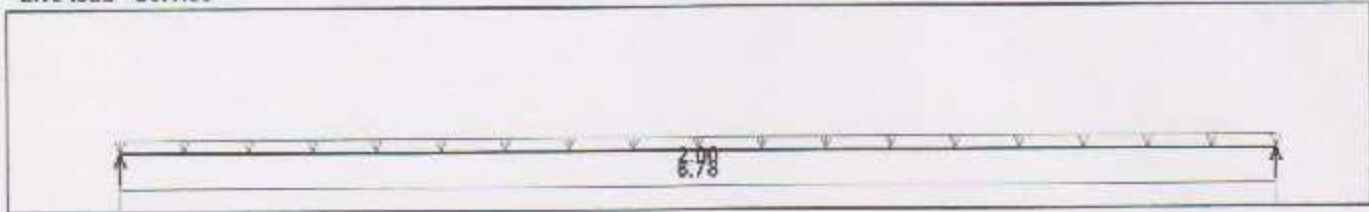
Loading

Dead load - Service

Units: kN, meter



Live load - Service



Design:

see air output

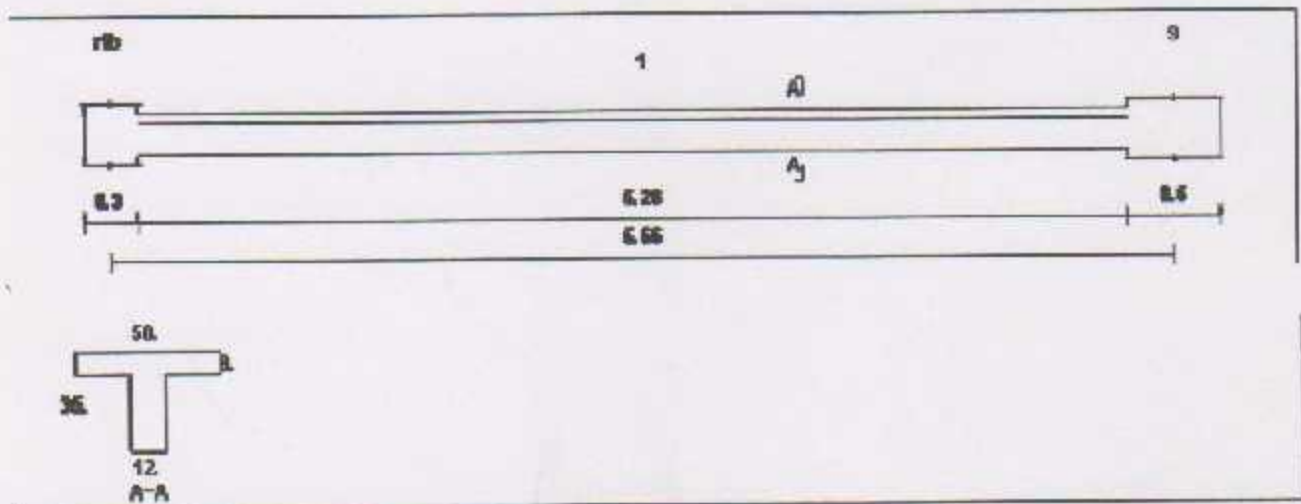
4.7.36 Pos. R9.

Material: reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = .8 * 30 = 24 MPa$.

Steel 420.

Section: selected



Loading:

Dead load :

- * line load from slabsee atir output

Live load :

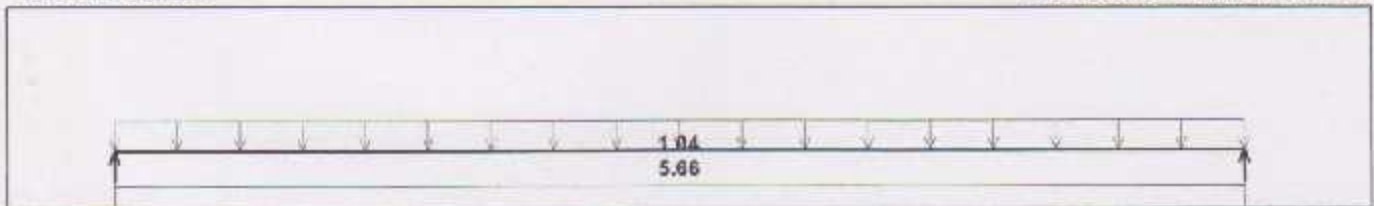
- * line load from slabsee atir output
- load group no. 1
Dead load - Service

Units:kN,meter



Live load - Service

Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00



Design:

seeatir output

4.8 Design of deep beam

4.8.1 Pos.WL

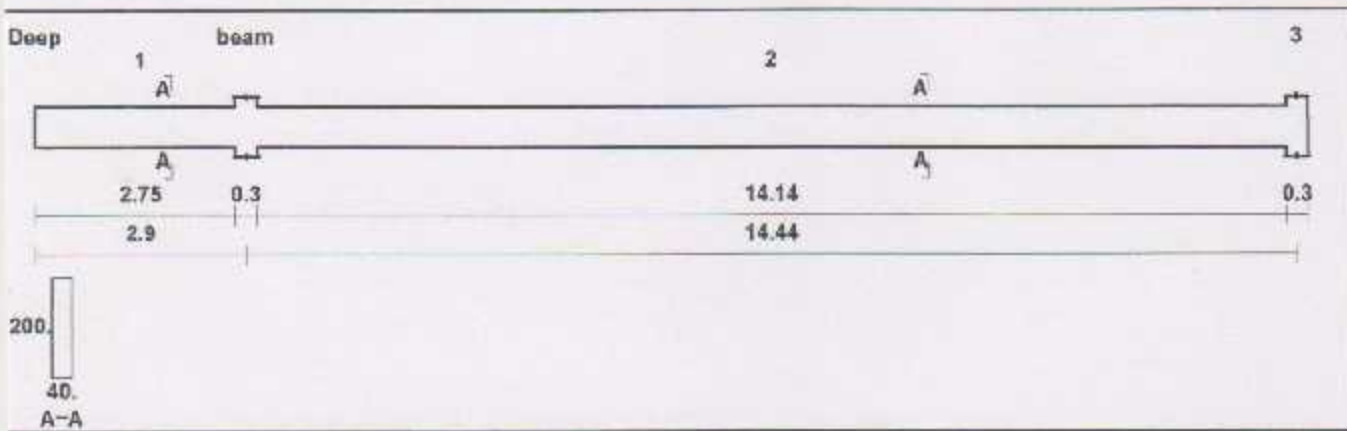
Material: reinforcement concrete .

Concrete B350 $f_c = .8 * 35 = 28MPa$.

Steel 420.

Section: selected

Geometry



Loading:

Dead load:

- Line load from R6&R7&R8&R9
- Self weight of beam : $.4 * 2 * 24 = 19.2 \text{ KN/m}$
- Concentrated force from beam B28
- Concentrated force from extra beam under the door opening in the wall

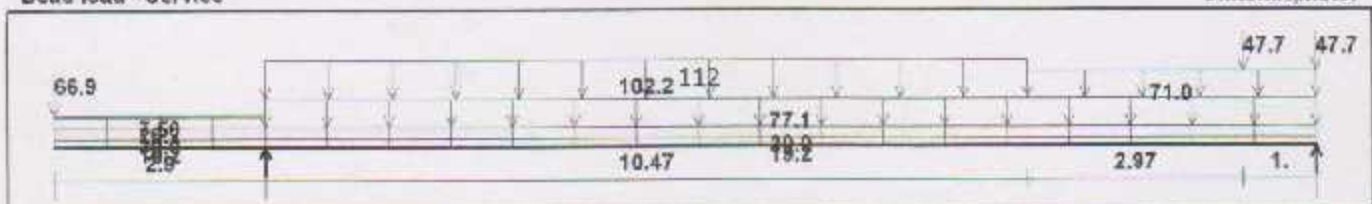
Live load:

- Line load from R1
- Concentrated force from beam B28
- Concentrated force from extra beam under the door opening in the wall

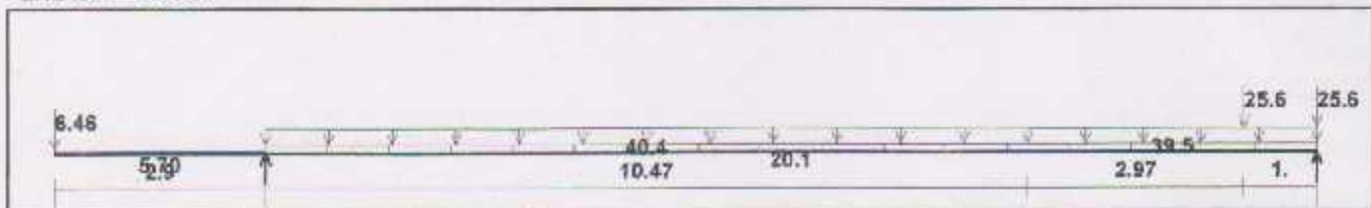
Loading

Dead load - Service

Units:kN,meter



Live load - Service



Design:

First check if beam or deep beam :

$$L_0/h > 2$$

$$L_k/h > 1 \text{ for cantilever}$$

According to German code:-

$$L = L_0 \text{ one span}$$

$$L = 0.8 * L_0 \text{ one end cantilever span}$$

$$L = 0.6 * L_0 \text{ both end cantilever span}$$

$$L = L_k \text{ cantilever}$$

We have one end cantilever so: $L = 0.8L_0$

$$L = 14.42 * 0.8 = 11.54$$

$$H = 2\text{m}$$

$$L_0/h = 11.54/2 = 5.77$$

$$5.77 > 2$$

DESIGN AS ABEEM using stir

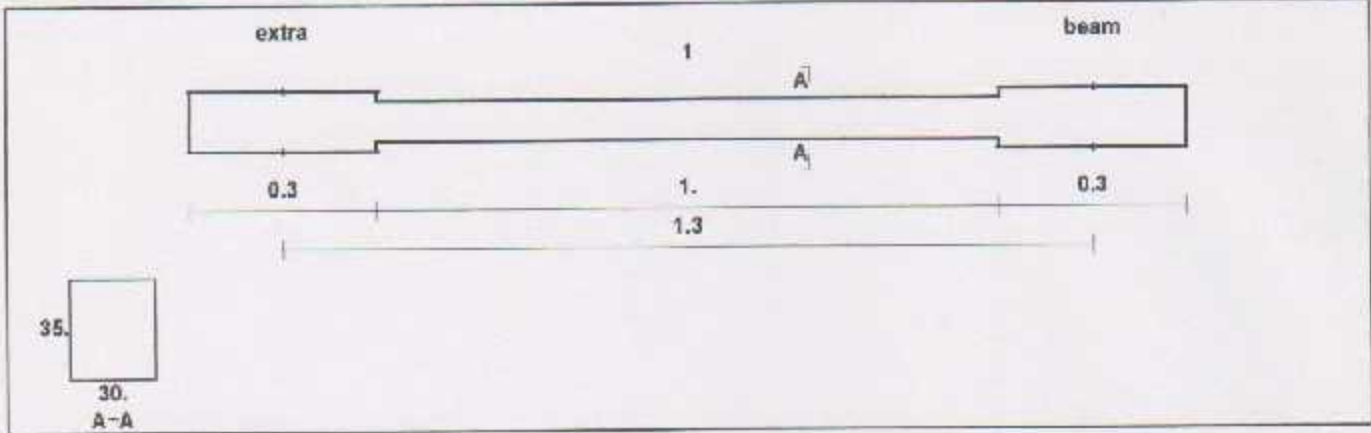
Design of beam under the door opening of the wall:-

Material: reinforcement concrete .

$$\text{Concrete B350 } f_c' = 8 * 35 = 28\text{MPa} .$$

Steel 420.

Section: selected



Loading:

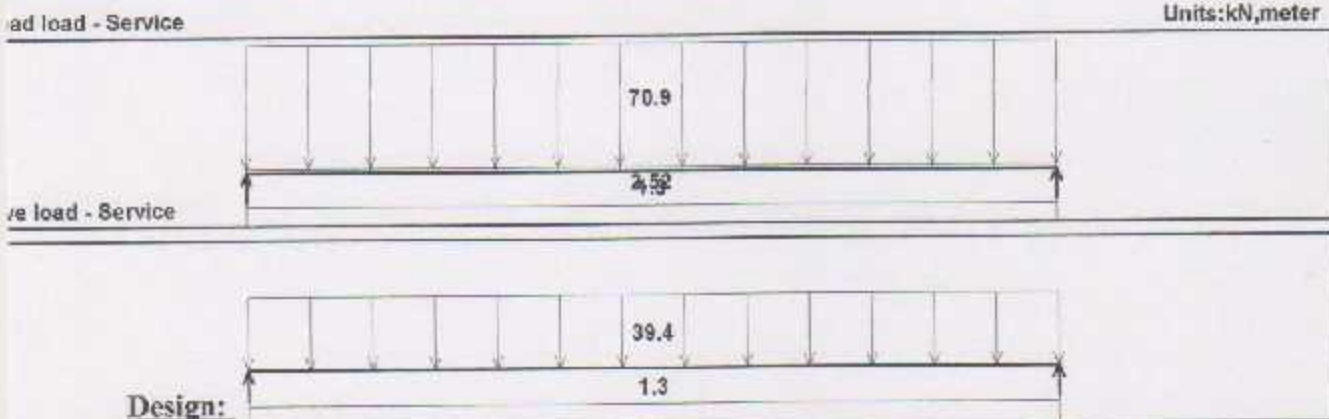
Dead load:

- Line load from R6
- Self weight of beam : $0.3 \times 35 \times 24 = 2.52 \text{ KN/m}$

Live load:

- Line load from R6

Loading



Design:

See atir out put

Design of hanger reinforcement:

Dead load:

$R = 0.5 \times \text{self weight of wall} + \text{floor down dead load from R6\&R7}$

$$R = 0.5 \times 37 + 102.2 + 71 = \underline{191.7}$$

Live load:

$R = \text{floor down live load from R6\&R7}$

$$R = 40.4 + 39.5 = \underline{79.88}$$

$$T_u = 1.2 \times D.L + 1.6 L.L$$

$$T_u = 1.2 \cdot 191.7 + 1.6 \cdot 79.88$$

$$T_u = 357.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_s \text{ req} = T_u / f_y \cdot 0.75$$

$$A_s \text{ req} = 357.85 / 0.75 \cdot 42 = 11.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Then select 2 legs ϕ 14 @ 15cm

4.9 Design of reinforcement columns

	D.L	L.L
Load form C19.3	B29 +B30 + S.w 83.92+56.93+6.36=141	B29+ B30 10.85+15.9=26.75
Load from C19.2	B20 + B19+S.w+load from19.3 99.16+114=213.86 213.86+6.36+147.36=367.52	B20 + B19+load from C19,3 23.52+48.85=72,37 72.12+26.75=99.12
Load from C19.1	B6+S.w+load from 19.2 193.47+6.36=199.83 199.83+367.52=567.52	B6+ load from 19,2 111.9+99.12=211,02

	D.L	L.L
Load from C17.3	B30+S.w 206.04+6.36=212.4	B30 =47.76
Load form C17.2	B19+S.w+load from C17,3 380.23+3.36=386.59 386.59+212.4=599	B19+load from C17,3= 140.3+47.76=188.06
Load from C17.1	B6+S.w+load from C17,2 290.38+6.36=296.74 296.47+599=895.74	B6+ load from C17,2 =133.42+188.06 =321.48

	D.L	L.L
Load from C16.3	B30+S.w =204.49+6.36 =210.85	B30=47.53
Load from C16.2	B19+S.w+load from 16,3 =334.28+6.36=340.64 340.64+210.85=551.49	R19+load from 16,3= 135.15+47.53=182.68
Load from C16.1	B6+S.w+load from 16,2 =302.65+6.36=309 309+551.49=860.5	B6+load from 16,2 =132.5+182.68= 315.18

	D.L	L.L
Load from C20.1	B6+S.w 253.02+6.36 =259.38	B6=119.01

	D.L	L.L
Load from C21.1	$B6 + B7 + S.w$ $= 103.83 + 68.09 + 6.36$ $= 178.28$	$B6 + B7 = 46.17 + 14.7$ $= 60.87$

	D.L	L.L
Load from C22.1	$B7 + S.w$ $= 173.88 + 6.36$ $= 180.24$	36.42

	D.L	L.L
Load from C25.3	$W1 + S.w + B.29$ $704.78 + 6.36 + 83.92$ $= 795.1$	$W1 + b29$ $203.85 + 10.85$ $= 214.7$
Load from C25.2	Load from C25.3 + S.w $= 795.1 + 6.36$ $= 801.46$	Load from C25.3 $= 214.7$
Load from C25.1	Load from C25.2 + B5 + S.w $= 801.46 + 252.39 + 6.36$ $= 1060.21$	Load from C25.2 + B5 $= 214.7 + 210.95$ $= 425.65$

	D.L	L.L
Load from C26.1	$B5 + S.w =$ $519.16 + 6.36$ $= 525.52$	$B5 = 369.01$

	D.L	L.L
Load from C23.1	$B5 + S.w + B7 =$ $10.77 + 6.36 + 15.47$ $= 32.6$	$B5 + B7 = 49.25 + 8.588$ 57.838

	D.L	L.L
Load from C24.1	$B5 + S.w =$ $254.05 + 6.36$ $= 260.41$	$B5 = 128.23$

	D.L	L.L
Load from	$B14 + B22 + S.w =$	$B14 + B22 =$

C42.2	$36.95+70.47+6.36=$ 113.78	$20.27+34.43=$ 54.7
Load from C42.1	$B1+B9+S.w+load\ from\ C42.2$ $36.95+70.47+6.36+113.78=$ 227.56	$B1+B9+load\ from\ C42.2$ $=20.27+34.43+54.7$ $=109.4$

	D.L	L.L
Load from C43.2	$B14 + S.w =$ $261.88+6.36=$ 268.24	$B14 =$ 163.14
Load from C43.1	$B1 + S.w + load\ from\ C43.2$ $=261.88+6.36+268.24$ $=536.48$	$B1 + load\ from\ C43.2$ $=163.14+163.14$ $=326.28$

	D.L	L.L
Load from C44.2	$B14 + S.w =$ $445.03+6.36$ $=451.39$	$B14 =$ 295.73
Load from C44.1	$B1 + S.w + load\ from\ C44.2$ $=445.03+6.36+451.39$ $=902.78$	$B1 + load\ from\ C44.2$ $=295.73+295.73=$ 591.46

	D.L	L.L
Load from C45.2	$B14 + S.w =$ $246.51+6.36$ $=252.87$	$B14 =$ 147.89
Load from C45.1	$B1 + S.w + load\ from\ C45.2$ $246.51+6.36+252.87$ $=505.74$	$B1 + load\ from\ C45.2$ $=147.89+147.89$ $=295.78$

	D.L	L.L
Load from C46.2	$B14 + S.w + B25 =$ $2.64+6.36+72.94$ $=81.94$	$B14+B25 =$ $15.6+60.05$ $=75.65$
Load from C46.1	$B1 + S.w + load\ from\ C46.2$ $2.64+6.36+72.94+81.94$ $=163.88$	$B1 + load\ from\ C46.2$ $15.6+60.05+75.65$ $=151.3$

	D.L	L.L
Load from C36.2	$B25 + S.w =$ $379.93+6.36$	$B25 =$ 329.37

	=386.29	
Load from C36.1	B10+B2+S.w+ load from C36.2 365.88+51.74+6.36+386.29 =810.27	B10 +B2+load from C36.2 311.51+34.66+329.37 =675.54

	D.L	L.L
Load from C34.2	B25 +B15+ S.w = 343.02+156.43+6.36= 505.81	B25+B15 = 284.98+118.43= 403.41
Load from C34.1	B10+B3+S.w+ load from C34.2 =417.43+119.13+6.36+505.81 =1048.73	B10 +B3+load from C34.2= 299.85+93.94+403.41 =797.2

	D.L	L.L
Load from C48.2	B22 + S.w = 433.78+6.36= 440.14	B22 = 271.89
Load from C48.1	B9+ S.w+ load from C48.2= 433.78+6.36+440.14= 880.28	B9 + load from C48.2= 271.89+271.89= 543.78

	D.L	L.L
Load from C47.2	B22 + S.w = 408.59+6.36= 414.95	B22 = 258.16
Load from C47.1	B9+ S.w+ load from C48.2= 408.59+6.36+414.95= 829.9	B9 + load from C48.2= 258.16+258.16= 516.32

	D.L	L.L
Load from C29.3	B26 +B28 + S.w 125.98 +80.31+6.36=212.65	B26+ B28 18.62+10.34=28.96
Load from C29.2	B18 +B22 + S.w+load from 29.3 62.17+62.69+6.36+216.65=344.14	B18+B22+load from C29,3 47.98+31.65+28.96=108.59
Load from C29.1	B4+B9+S.w+load from 29.2 107.65+62.69+344.14=514.48	B4+B9+ load from 29,2 46.6+31.65+108.59=186.84

	D.L	L.L
Load from C30.3	B26 + S.w 315 +6.36=321.36	B26 =46.45
Load from	B18 + S.w+load from 30,3	B18 +load from C30,3

C30.2	$563.49+6.36+321.36=891.21$	$369.95+46.45=443.4$
Load from C30.1	$B4+ S.w+load\ from\ 30,2$ $566.5+6.36+891.21=1464.1$	$B4+ load\ from\ 30,2$ $380.05 + 443.4= 823.45$

	D.L	L.L
Load from C31.3	$B26 + S.w$ $260.59 + 6.36=266.95$	$B26$ $=46.83$
Load from C31.2	$B18 + S.w+load\ from\ 31,3$ $423.31+6.36+266.95=315.62$	$B18 +load\ from\ C31,3$ $382.75+46.83=429.58$
Load from C31.1	$B4+ S.w+load\ from\ 31,2$ $304.01+6.36+315.62=625.99$	$B4+ load\ from\ 31,2$ $358.87 + 429.58=788.45$

	D.L	L.L
Load from C32.3	$B26 + S.w$ $209.89 + 6.36=216.25$	$B26$ $=46.65$
Load from C32.2	$B18 + S.w+load\ from\ 31,3$ $289.51+6.36+216.25=512.12$	$B18 +load\ from\ C31,3$ $290.4+46.65=336.65$
Load from C32.1	$B4+ S.w+load\ from\ 31,2$ $264.34+6.36+512.12=782.82$	$B4+ load\ from\ 31,2$ $230.06 + 336.65=566.71$

	D.L	L.L
Load from C33.3	$B26+B27+F.S3 + S.w$ $407.56 +120.84=528.4$	$B26+B27$ $67.1+22.96$ $=90.1$
Load from C33.2	$B18+B21+F.S2 + S.w+load\ from\ 33,3$ $99.19+160+528.4=787.59$	$B18 +F.S2+load\ from\ C33,3$ $100.04+61.6 +90.1=251.74$
Load from C33.1	$B4+B11+F.S1+ S.w+load\ from\ 33,2$ $108.85+161.4+787.59=1057.84$	$B4+F.S1+ load\ from\ 33,2$ 100.41 $+62.1+251.74=414.25$

	D.L	L.L
Load from C35.2	$B15+B21+F.S2 + S.w =$ $156.43+159.98$ $=316.41$	$B15+B21+F.S2 =$ $118.43+61.6$ $=180.03$
Load from C35.1	$B3+F.S1+B11+ S.w+ load\ from\ C35.2=$ $119.13+160+316.41=595.5$	$B3+B11+F.S1+ load\ from\ C35.2=$ $93.94+62.3+180.03$ $=336.27$

	D.L	L.L
Load from C38.2	$B16+B21+F.S2 + S.w =$ $=537+113.22=650.22$	$B16+B21+F.S2 =$ $=237.27+38.6=275.87$

Load from C38.1	$B12+F.S1+B11+ S.w+ \text{load from C38.2}= 25.9+650.22=676.12$	$B12+B11+F.S1+ \text{load from C38.2}= 3.11+275.87=278.98$
-----------------	---	--

	D.L	L.L
Load from C37.1	$B2+B11+F.S1+S.w= 51.74+134.6+6.36 =195.7$	$B2+B11+F.S1 34.66+35.4 =70.6$

	D.L	L.L
Load from C39.2	$B16+B23+F.S2 + S.w = =258.56+144.61=403.17$	$B16+B23+F.S2 = =116.99+10.76=127.75$
Load from C39.1	$B12+F.S1+ S.w+ \text{load from C39.2}= 358.5+403.17=761.67$	$B12 +F.S1+ \text{load from C39.2}= 153.2+127.75=280.95$

	D.L	L.L
Load from C40.2	$B24+ F.S2 + S.w = =85.8$	$B24+ F.S2 = =32.9$
Load from C40.1	$B13+B12+F.S1+ S.w+ \text{load from C40.2}= 90.4+85.8=176.2$	$B12 +F.S1+ \text{load from C40.2}= 34.4+32.9=67.3$

	D.L	L.L
Load from C41.2	$B24+ F.S2 + S.w = =124.6$	$B24+ F.S2 = =49.7$
Load from C41.1	$B13+F.S1+ S.w+ \text{load from C41.2}= 125.3+124.6=249.9$	$B12 +F.S1+ \text{load from C41.2}= 48.7+49.7=98.4$

	D.L	L.L
Load from C49.2	$S.w+ B17+F.S2 133.5$	$B17+F.S2 = 40.7$
Load from C49.1	$F.S1+ S.w+ \text{load from C49.2}= 109.2+133.5=242.7$	$F.S1 + \text{load from C49,2} 41.7+40.7=82.4$

--	--	--

	D.L	L.L
Load from C50.2	$S.w+824+ B17+F.S2$ 59.1	$B17+F.S2 =$ 13.993
Load from C50.1	$F.S1+ S.w+ \text{load from C49.2=}$ $46.8+59.1=105.9$	$F.S1 + \text{load from C49,2}$ $13.7+13.993=27.69$

	D.L	L.L
Load from C1.3	$F.S\1=$ 353.261	$F.S\1=$ 31.888
Load from C1.2	$F.S\2+\text{Load from C1,3=}$ $458.976+353.261=812.237$	$F.S\+ \text{Load from C1,3=}$ $205.84+31.888=237.728$
Load from C1.1	$F.S\1+ \text{Load from C1,2=}$ $460.295+812.237=1272.527$	$F.S\1+ \text{Load from C1,2=}$ $206.566+237.728=444.294$

	D.L	L.L
Load from C2.3	$F.S\1=$ 244.735	$F.S\1=$ 55.164
Load from C2.2	$F.S\2+\text{Load from C2,3=}$ $313.9+244.735=558.635$	$F.S\+ \text{Load from C2,3=}$ $138+55.164=193.164$
Load from C2.1	$F.S\1+ \text{Load from C2,2=}$ $314.95+558.635=873.585$	$F.S\1+ \text{Load from C2,2=}$ $130.595+193.164=323.759$

	D.L	L.L
Load from C3.3	$F.S\1=$ 242.39	$F.S\1=$ 54.57
Load from C3.2	$F.S\2+\text{Load from C3,3=}$ $312.769+242.39=737.159$	$F.S\+ \text{Load from C3,3=}$ $137.5+54.57=192.2$
Load from C3.1	$F.S\1+ \text{Load from C3,2=}$ $312.327+737.159=1049.486$	$F.S\1+ \text{Load from C3,2=}$ $137.235+192.2=329.435$

	D.L	L.L
Load from C4.3	$F.S\1=$ 252.976	$F.S\1=$ 57.31
Load from C4.2	$F.S\2+\text{Load from C4,3=}$ $322.183+252.976=575.159$	$F.S\+ \text{Load from C4,3=}$ $141.913+57.31=199.223$

Load from C4.1	F.S\1+ Load from C4,2= 322.95+575.159=898.109	F.S\1+ Load from C4,2= 142.87+199.223=342.093
-------------------	--	--

	D.L	L.L
Load from C5.3	F.S\1= 179.1	F.S\1= 39.42
Load from C5.2	F.S\2+Load from C5,3= 235.5+179.1=414.6	F.S\+ Load from C5,3= 101.7+39.42=141.12
Load from C5.1	F.S\1+ Load from C5,2= 230.7+414.6=645.3	F.S\1+ Load from C5,2= 99.5+141.12=240.62

	D.L	L.L
Load from C6.3	F.S\1= 263	F.S\1= 59.1
Load from C6.2	F.S\2+Load from C6,3= 458.97+263=721.97	F.S\+ Load from C6,3= 205.84+59.1=264.94
Load from C6.1	F.S\1+ Load from C6,2= 460.3+721.97=1182.27	F.S\1+ Load from C6,2= 206.6+264.94=471.54

	D.L	L.L
Load from C7.3	F.S\1= 231.97	F.S\1= 52.4
Load from C7.2	F.S\2+Load from C7,3= 249.13+231.97=481	F.S\+ Load from C7,3= 108.8+52.4=161.2
Load from C7.1	F.S\1+ Load from C7,2= 261.828+481=742.828	F.S\1+ Load from C7,2= 111.2+161.2=272.4

	D.L	L.L
Load from C8.3	F.S\1= 247.88	F.S\1= 55.9
Load from C8.2	F.S\2+Load from C8,3= 231.97+247.88=479.85	F.S\+ Load from C8,3= 140+55.9=195.9
Load from C8.1	F.S\1+ Load from C8,2= 315.66+479.85=811.937	F.S\1+ Load from C8,2= 138.7+195.9=303.6

	D.L	L.L
Load from C9.3	F.S\1= 262.98	F.S\1= 59
Load from C9.2	F.S\2+Load from C9,3= 478.88+262.98=741.86	F.S\+ Load from C9,3= 215.6+59=274.6
Load from C9.1	F.S\1+ Load from C9,2= 471.1+471.86=1212.96	F.S\1+ Load from C9,2= 210.97+274.6=485.58

	D.L	L.L
Load from C10.3	F.S\1= 105.35	F.S\1= 21.2
Load from C10.2	F.S\2+Load from C10,3= 253.5+105.35=358.85	F.S\+ Load from C10,3= 104.4+21.2=125.6
Load from C10.1	F.S\1+ Load from C10,2= 254.9+358.85=613.75	F.S\1+ Load from C10,2= 101.3+125.6=226.9

	D.L	L.L
Load from C11.3	F.S\1= 103.4	F.S\1= 20.9
Load from C11.2	F.S\2+Load from C11,3= 151.9+103.4=255.3	F.S\+ Load from C11,3= 62.6+20.9=83.5
Load from C11.1	F.S\1+ Load from C11,2= 150.9+255.3=406.2	F.S\1+ Load from C11,2= 62.2+83.5=145.7

	D.L	L.L
Load from C12.3	F.S\1= 123.4	F.S\1= 25.7
Load from C12.2	F.S\2+Load from C12,3= 154.2+123.4=166.6	F.S\+ Load from C12,3= 63.8+25.7=89.5
Load from C12.1	F.S\1+ Load from C12,2= 153.2+166.6=319.8	F.S\1+ Load from C12,2= 63.3+89.5=152.8

	D.L	L.L
Load from C13.3	$F.S\1=$ 123.4	$F.S\1=$ 25.7
Load from C13.2	$F.S\2+Load\ from\ C13,3=$ $154.2+123.4=166.6$	$F.S\1+ Load\ from\ C13,3=$ $63.8+25.7=89.5$
Load from C13.1	$F.S\1+ Load\ from\ C13,2=$ $153.2+166.6=319.8$	$F.S\1+ Load\ from\ C13,2=$ $63.3+89.5=152.8$

	D.L	L.L
Load from C14.3	$F.S\1=$ 124.12	$F.S\1=$ 25.9
Load from C14.2	$F.S\2+Load\ from\ C14,3=$ $156.9+124.12=281.02$	$F.S\1+ Load\ from\ C14,3=$ $65.1+25.9=91$
Load from C14.1	$F.S\1+ Load\ from\ C14,2=$ $156.9+281.02=337.92$	$F.S\1+ Load\ from\ C14,2=$ $65+91=156$

	D.L	L.L
Load from C15.3	$F.S\1=$ 111	$F.S\1=$ 22.9
Load from C15.2	$F.S\2+Load\ from\ C15,3=$ $141.8+111=252.8$	$F.S\1+ Load\ from\ C15,3=$ $57.9+22.9=80.8$
Load from C15.1	$F.S\1+ Load\ from\ C15,2=$ $137.2+252.8=390$	$F.S\1+ Load\ from\ C15,2=$ $55.9+80.8=136.7$

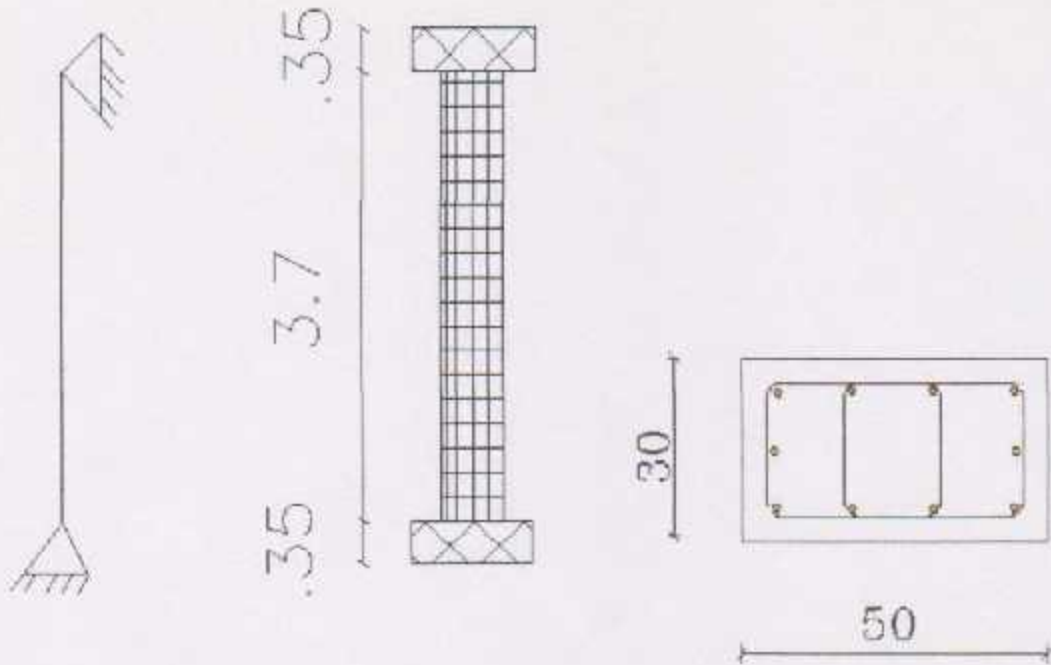
(4.9.1)Pos (C48.1): column .

Material : reinforcement concrete .

Concrete (b300) .

Steel (420)

Section : selected



Loading :

$$\begin{aligned}
 P_u &= 1.2 * D.L + 1.6 * L.L \\
 &= 1.2 * 733.57 + 1.6 * 339.86 \\
 &= 1424.06 \text{ kN} = 1.424 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

$$\text{So } P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{1.424}{.65} = 2.19 \text{ MN}$$

Design :

Determination of $A_{s, \text{req}}$

$$\rho_x = 2 \%$$

$$P_n = 0.8 * A_g [(0.85 * f'_c) * (1 - \rho_g) + (f_y * \rho_g)]$$

$$2.19 = 0.8 * A_g [(0.85 * 24) * (1 - 0.02) + (420 * 0.02)]$$

$$A_g = 0.096 \text{ m}^2$$

Try 30 cm * 40 cm with $A_g = 0.12 \text{ m}^2$

$$P_n = 0.8 * A_g [(0.85 * f'_c) * (1 - \rho_g) + (f_y * \rho_g)]$$

$$2.19 = 0.8 * 12 [(0.85 * 24) * (1 - \rho_g) + (420 * \rho_g)]$$

$$\rho_g = 0.006 < .01$$

$$A_s = \rho * A_g = .01 * 30 * 40 = 12 \text{ cm}^2$$

\therefore Use 6 #16

Check if the column is short or long

$$\left(\frac{k L_u}{r} \right) \leq \left(34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right) \leq 40 \dots \dots \dots \text{ACI 10-12-2}$$

L_u : Actual un supported (unbraced) length

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

$$R : \text{radius of gyration} = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

I : Moment of inertia

A : Cross sectional area of the column

$$I = \frac{bh^3}{12} \dots \text{for rectangular section}$$

$$A = b * h$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12 * b * h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.3 * h$$

$$\downarrow r = 0.3 * 0.4 = 0.12m^2$$

$$k = 1.0$$

$$Lu = 3.7m$$

$$\frac{kLu}{r} = \frac{1 * 3.7}{0.120} = 30.8 < 34$$

\therefore Short Column

\downarrow In 30 cm Direction

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

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

$$R: \text{radius of gyration} = 0.3 h = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$Lu = 3.7 m$$

$$M1/M2 = 1$$

* 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.

$$\frac{k * lu}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2} \dots \dots \dots ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 * 3.7}{0.3 * 0.3} = 41.11 > 22$$

\therefore long Coloumn in direction : 30 cm

$$EI = 0.4 \frac{E_c * I_g}{1 + \beta_d} \dots\dots\dots [ACI 318 - 2002 (Eq. 10 - 15)]$$

$$E_c = 4750 * \sqrt{f_c'} = 4750 * \sqrt{24} = 23270.15 \text{ Mpa}$$

$$\beta_d = \frac{1.2 * D.L.}{P_u} = \frac{.88}{1.424} = 0.62$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.4 * 0.3^3}{12} = 9 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E * I = \frac{0.4 * 23270.15 * 9 * 10^{-4}}{1 + 0.62} = 5.17 \text{ MN.m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{(K * l_u)^2} \dots\dots\dots ACI 318 - 2002 (Eq. 10 - 13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 5.17}{(1 * 3.7)^2} = 3.72 \text{ MN.}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \dots\dots\dots ACI 318 - 2002 (Eq. 10 - 16)$$

$$C_m = 1 \dots\dots \text{According to ACI 318 - 2002 (10.10.6.4)}$$

$$\delta_m = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_c}} \geq 1.0 \dots\dots\dots ACI 318 - 2002 (Eq. 10 - 12)$$

$$\delta_m = \frac{1}{1 - \frac{1.424}{0.75 * 3.72 * 10^3}} = 1.0005 > 1$$

$$e_{\text{min.}} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 300 = 24 \text{ mm} = 0.024 \text{ m}$$

$$e_y = e_{\text{min.}} * \delta_m = 0.024 * 1.0005 = 0.024$$

$$\frac{e_y}{h} = \frac{0.024}{0.30} = 0.08$$

✚ In 40 cm Direction (about y-y axis)

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

R: radius of gyration = $0.3 h = \sqrt{\frac{I}{A}}$

Lu = 3.7 m

M1/M2 = 1

* 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.

$$\frac{k * lu}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 * 3.7}{0.3 * 0.4} = 30.83 > 22$$

∴ long Coloumn in direction : 40 cm

$$EI = 0.4 \frac{E_c * I_g}{1 + \beta_d} \dots\dots\dots [ACI 318 - 2002 (Eq. 10 - 15)]$$

$$E_c = 4750 * \sqrt{f_c'} = 4750 * \sqrt{24} = 23270.15 \text{ Mpa}$$

$$\beta_d = \frac{1.2 * D.L.}{P_u} = \frac{(0.88)}{1.424} = 0.62$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.3 * 0.4^3}{12} = 16 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E * I = \frac{0.4 * 23270.15 * 16 * 10^{-4}}{1 + 0.62} = 9.19 \text{ MN m}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * E * I}{(K * Lu)^2} \dots\dots\dots ACI 318 - 2002 (Eq. 10 - 13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 9.19}{(1 * 3.7)^2} = 6.62 MN$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \dots\dots\dots ACI 318 - 2002 (Eq. 10 - 16)$$

$$C_m = 1 \dots\dots\dots According to ACI 318 - 2002 (10.10.6.4)$$

$$\delta_m = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_c}} \geq 1.0 \dots\dots\dots ACI 318 - 2002 (Eq. 10 - 12)$$

$$\delta_m = \frac{1}{1 - \frac{1.424}{0.75 * 6.62 * 10^3}} = 1.0003 > 1$$

$$e_{min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 400 = 27 \text{ mm} = 0.027 \text{ m}$$

$$e = e_{min} * \delta_m = 0.027 * 1.003 = 0.027$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.027}{0.4} = 0.067$$

From Interaction Diagram

$$\frac{\phi * P_n}{A_g} = \frac{1.424}{0.3 * 0.4} * \frac{102}{1000} = 1.72 \text{ Pst}$$

$$\gamma = \frac{400 - 2 * 40 - 2 * 10 - 25}{400} = 0.69$$

$$\gamma = 0.69$$

$\gamma = 0.69$ between $\gamma = 0.6$ & $\gamma = 0.75$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.027}{0.4} = 0.067$$

$$\frac{\phi^* P_n}{A_g} = 1.21 \text{ Psi}$$

For $\gamma=0.6$ $\rho_g = .01$

For $\gamma=0.75$ $\rho_g = .01$

Interpolation

$$\rho_g = .01$$

$$A_s = \rho \times A_g = .01 * 4 * .3 = 12 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

∴ Use 6φ16

Check $\phi P_n > P_u$

$$\phi P_{n_{max}} = \phi \left[0.8 * \left\{ 0.85 * f'_c (A_g - A_n) + f_y A_{st} \right\} \right] \dots\dots\dots \text{ACI 318 - 2008 (Eq. 10 - 2)}$$

$$= 0.65 \left[0.8 * \left\{ 0.85 * 24 (120000 - 12000) * 10^{-6} + 420 * 12000 * 10^{-6} \right\} \right]$$

$$= 3766.46 \text{ KN} > 1424 \text{ KN} \quad \text{Ok}$$

$$\therefore \text{Select } 6\phi16 \Rightarrow A_{s_{provided}} = 12.064 \text{ cm}^2 > A_{s_{req.}} = 12 \text{ cm}^2$$

Design of the Reinforcement:

$$S \leq 16 \text{ db (longitudonal bar diameter)} \dots\dots\dots \text{ACI - 7.10.5.2}$$

$$S \leq 48 \text{ dt (tie bar diameter).}$$

$$S \leq \text{Least dimension.}$$

$$\text{spacing} \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.6 = 25.6 \text{ cm}$$

$$\text{spacing} \leq 48 \times d_t = 48 \times 1 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{spacing} \leq \text{least .dim.} = 300 \text{ mm}$$

Use φ10 @ 25 cm

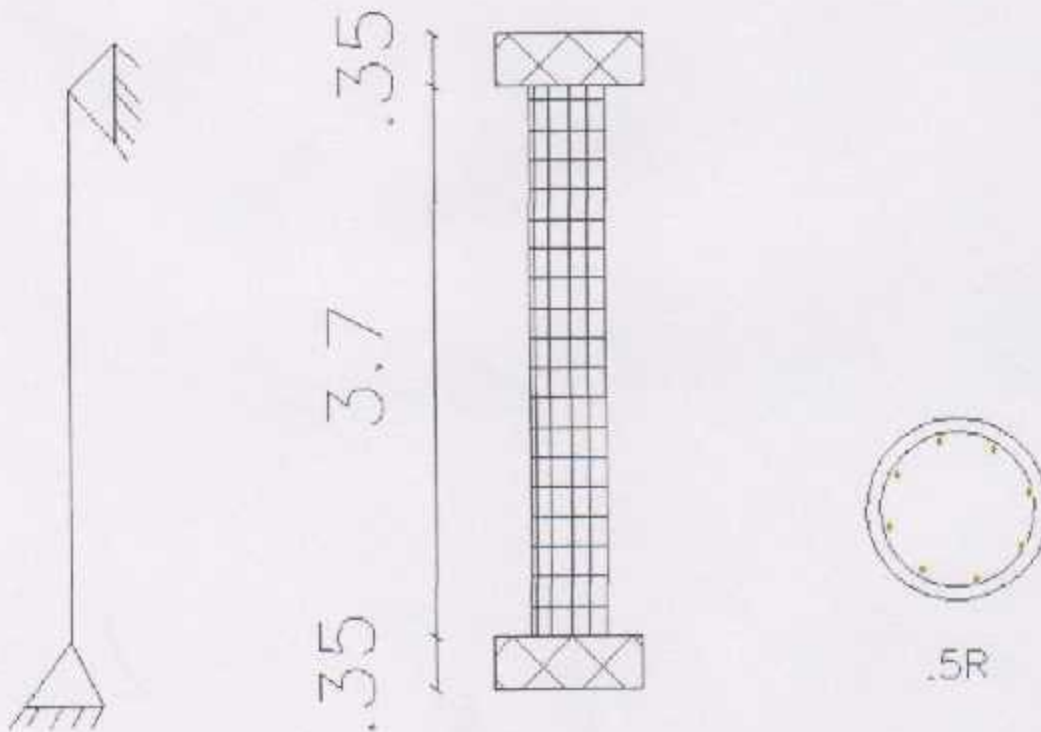
(4.9.2)PosA. C(2,1) , C(3,1) , C(1,1), C(8,1)

Material : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ($f_c' = .8 * 30 = 24MPa$) .

Steel (420) .

Section : selected



Loading :

Dead load :

- * Self weight of the col = 6.9 kN
- * max. reaction support from (flat plate) see safe output

Live load :

* max. reaction support from (flat plate)

see safe output

design:

See atir out put

(4.9.3)Pos. BC(6,1) , C(9,1) , C(1,1), C(49,1),C(50,1)

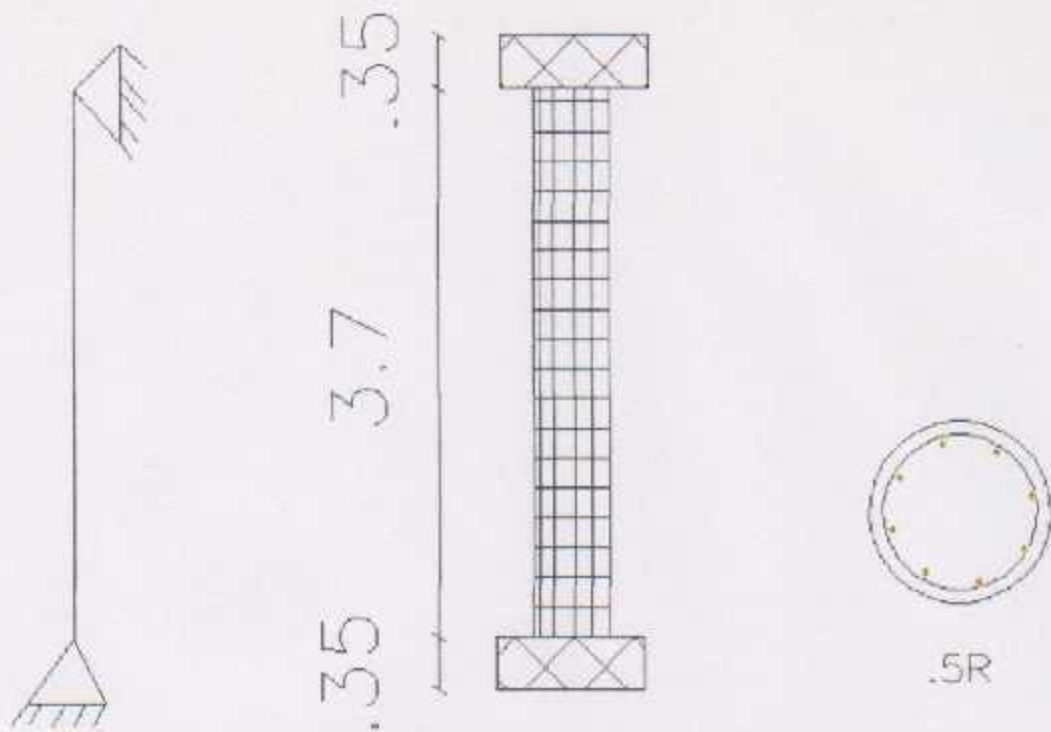
(Pin column).

Material : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ($f_c' = .8 * 30 = 24MPa$) .

Steel (420) .

Section : selected



Loading :

Dead load :

- * Self weight of the col = 6.9 kN
- * max. reaction support from (flat plate) see safe output(col table)

Live load :

- * max. reaction support from (flat plate) see safe output(col table)

design:

See atir out put

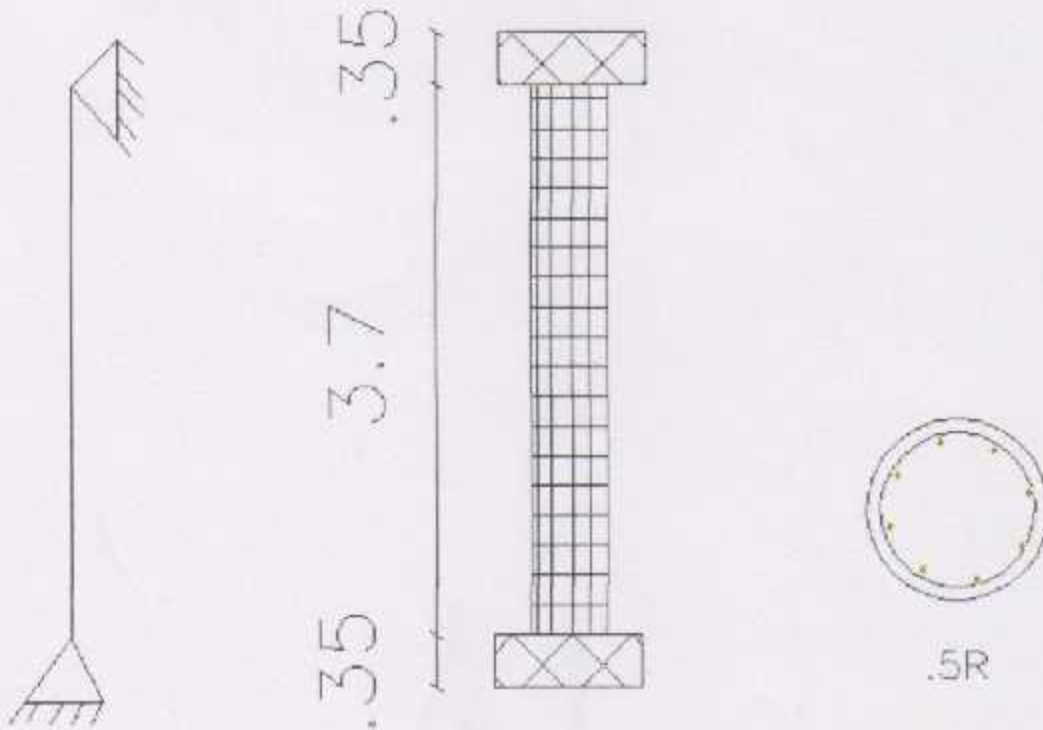
(4.9.4) Pos.C C(2,2), C(3,2), C(4,2), C(5,2), C(5,1), C(2,2), C(6,2), C(7,2), C(7,2), C(9,1), C(10,1), C(11,1))

Material : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ($f_c' = 8 \cdot 30 = 24 \text{MPa}$) .

Steel (420) .

Section : selected



Loading :

Dead load :

* Self weight of the col

= 6.9 kN

* max. reaction support from (flat plate)

see safe output(col table)

Live load :

* max. reaction support from (flat plate)

see safe output(col table)

design:

See atir out put

(4.9.5)Pos. D C(1,3), C(2,3), C(4,3), C(5,3),C(6,3) C(7,3), C(8,3), C(9,3), C(10,3), C(11,3), C(11,2), C(12,3),C(12,2) C(12,2),C(12,1)C(13,3), C(13,1), C(14,3), C(14,2),C(15,3) C(15,2), C(15,1)

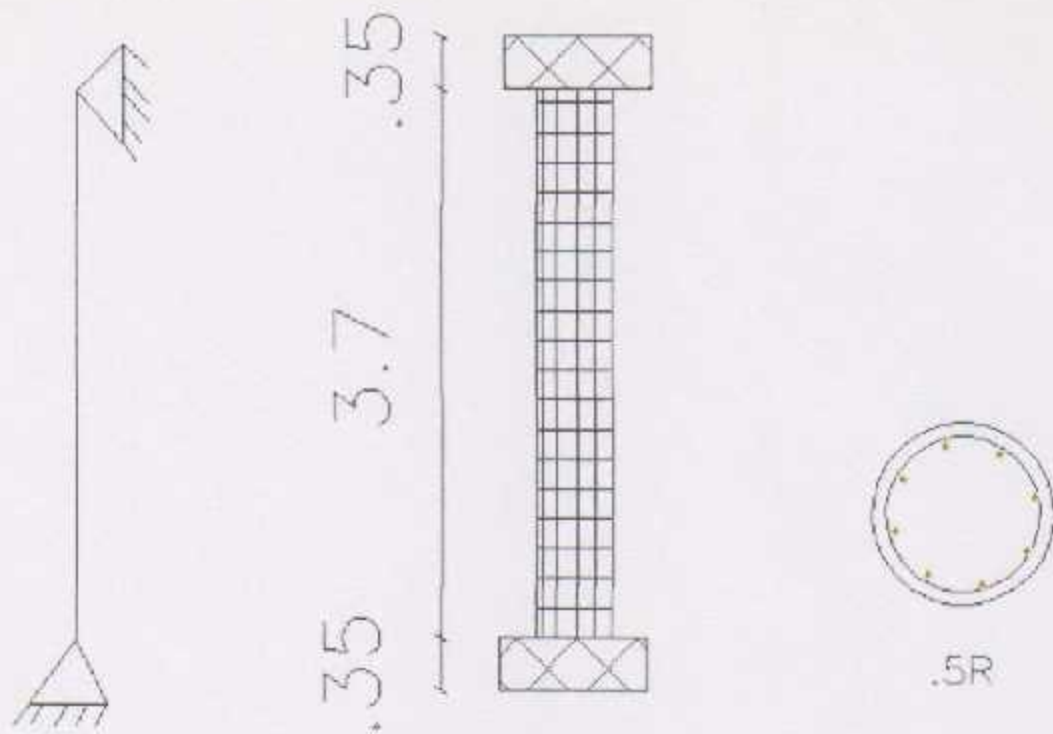
(Pin column) .

Material : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ($f_c^r = .8 * 30 = 24MPa$) .

Steel (420) .

Section : selected



Loading :

Dead load :

- * Self weight of the col = 6.9 kN
- * max. reaction support from (flat plate) see safe output(col table)

Live load :

- * max. reaction support from (flat plate) see safe output(col table)

design:

See atir out put

(4.9.6) Pos. E C(33,1) , C(33,2) , C(33,3) , C(35,1),C(35,2) C(35,3)

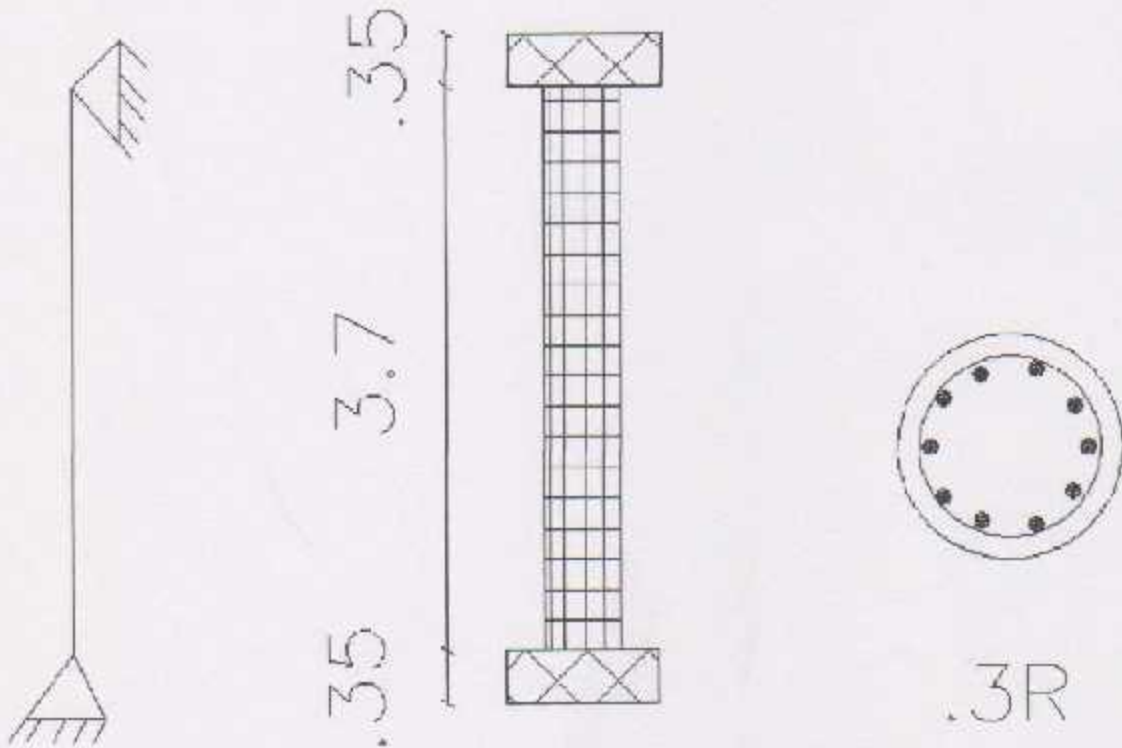
(Pin column).

Material : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ($f_c' = 8 \cdot 30 = 24 \text{ MPa}$) .

Steel (420) .

Section : selected



Loading :

Dead load :

- * Self weight of the col = 6.9 kN
- * max. reaction support from (flat plate)& beam see safe output(col table)

Live load :

- * max. reaction support from (flat plate)& beam see safe output(col table)

design:

See atir out put

(4.9.7)Pos. F C(26,1) , C(43,1) , C(45,1), C(34,2),C(32,2) C(33,2) C(35,1) , C(38,1) , C(39,1)

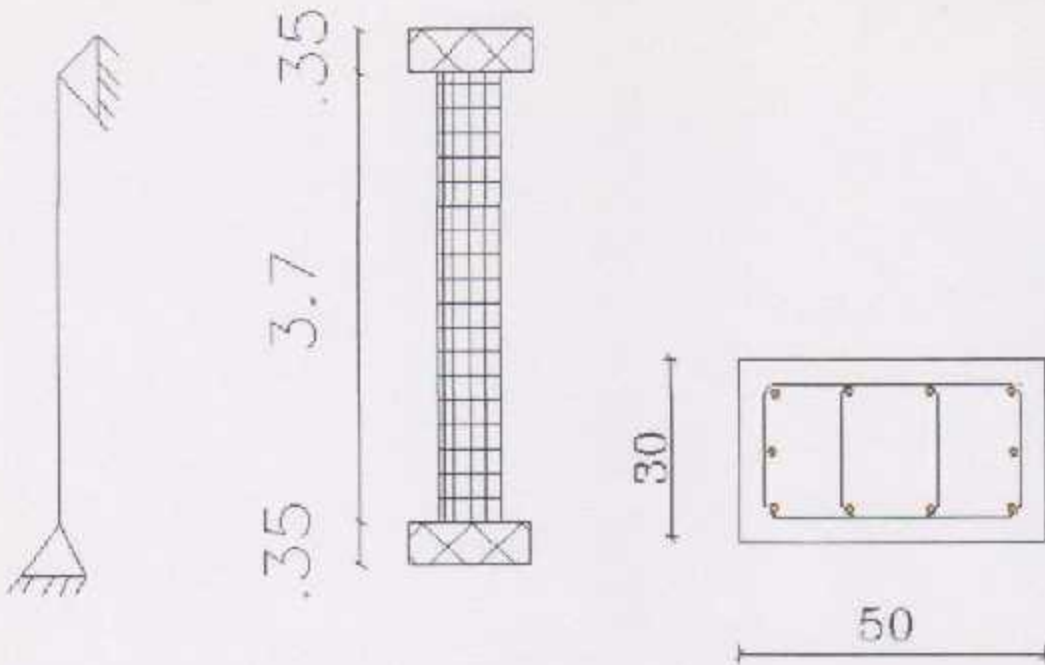
(Pin column).

Material : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ($f_c' = .8 * 30 = 24MPa$) .

Steel (420) .

Section : selected



Loading :

Dead load :

- * Self weight of the col = 6.9 kN
- * max. reaction support from beam (col table)

Live load :

- * max. reaction support from beam (col table)

design:

See atir out put

(4.9.9)Pos. G C(17,1), C(17,2), C(16,2), C(44,2),C(36,2) C(48,2) C(47,2), C(29,1), C(31,2), C(33,3),C(36,2) C(39,2), C(34,1), C(30,1)

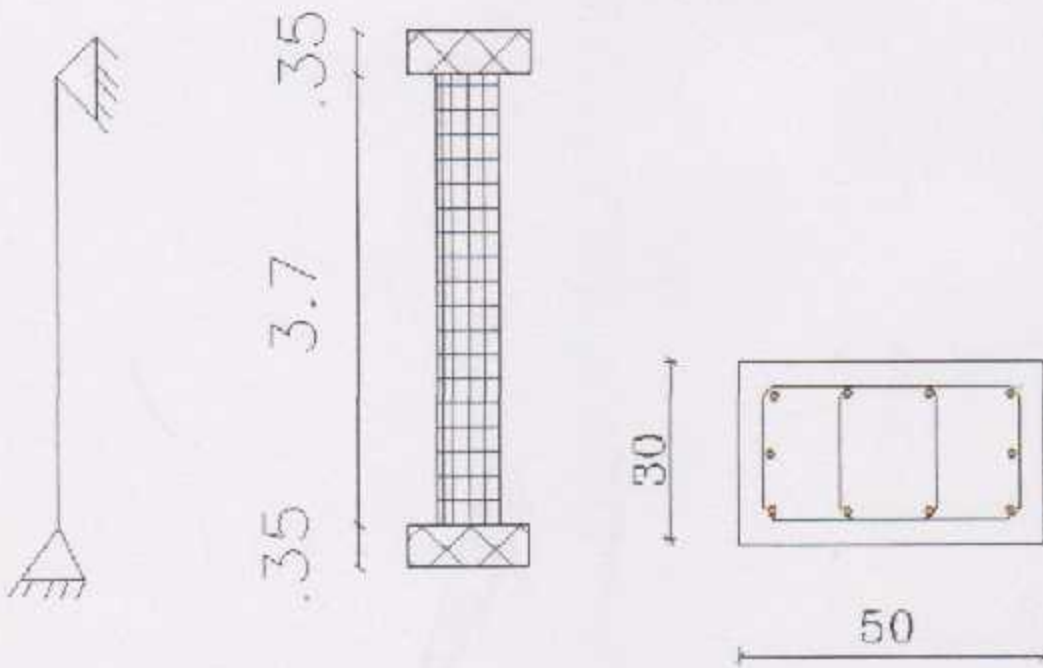
(Pin column) .

Material : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ($f_c' = 8 * 30 = 24MPa$) .

Steel (420) .

Section : selected



Loading :

Dead load :

* Self weight of the col = 6.9 kN

* max. reaction support from beam (col table)

Live load :

* max. reaction support from (flat plate)& beam (col table)

design:

See air out put

(4.9.10)Pos. I C(19,3) , C(19,2) , C(17,3), C(16,3),C(20,1) C(21,1) C(50,1) , C(22,1) , C(23,1),
C(24,1),C(42,2) C(46,1) , C(29,3), C(29,2) , C(30,3), C(31,3),C(49,1) C(32,3) , C(35,2), C(37,1),
C(40,2), C(40,1),C(41,2) C(44,2) , C(45,2), C(46,2) C(29,3), C(29,2),C(30,3) C(31,2) , C(49,1)

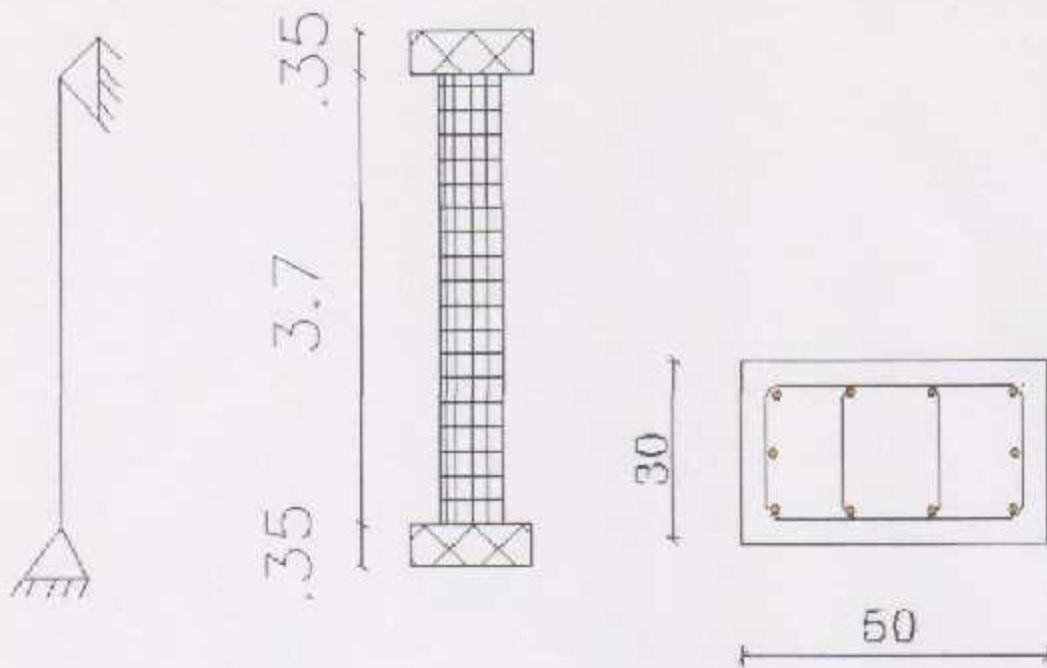
(Pin column).

Material : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ($f_c' = .8 * 30 = 24MPa$) .

Steel (420) .

Section : selected



Loading :

Dead load :

- * Self weight of the col = 6.9 kN
- * max. reaction support from beam (col table)

Live load :

- * max. reaction support from (flat plate)& beam (col table)

design:

See atir out put

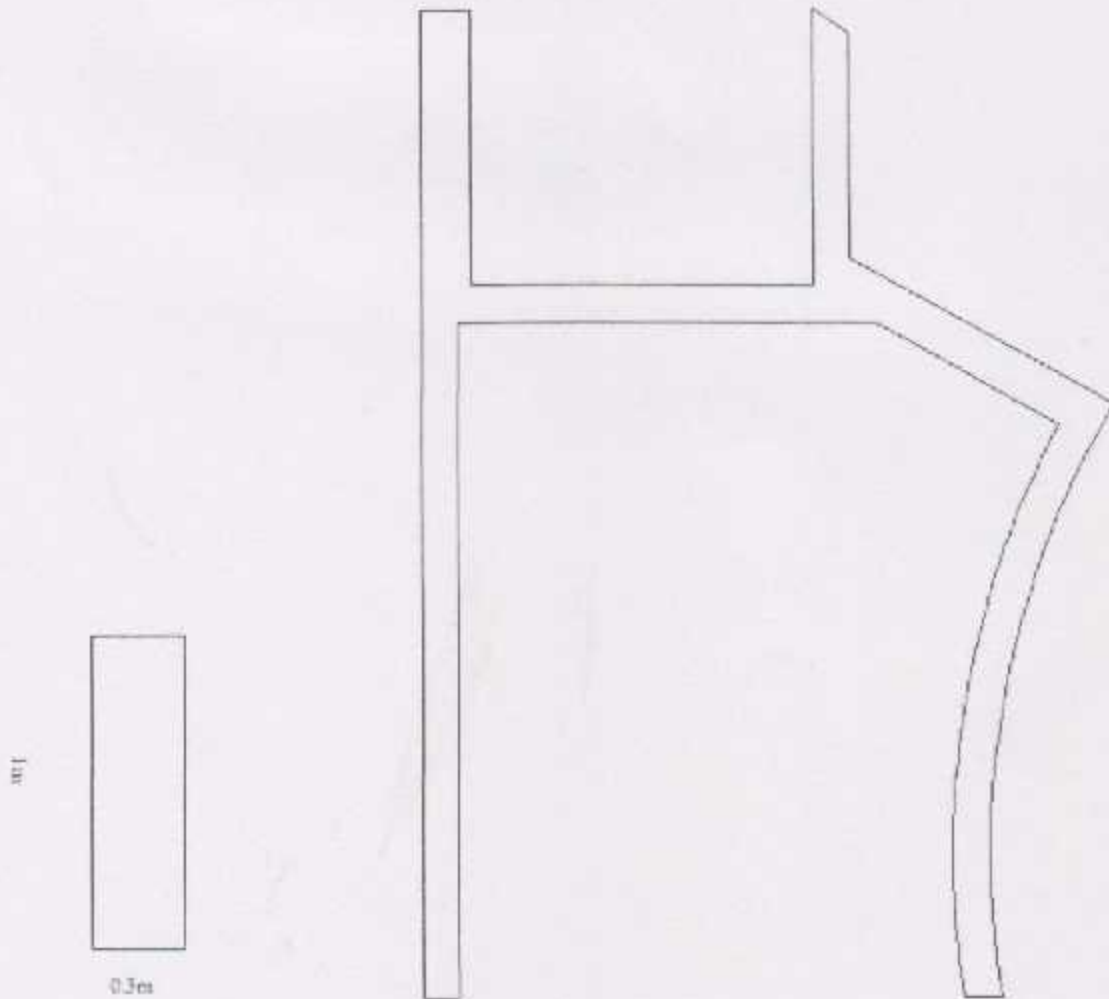
(4.10.1)Pos: Designe of stair wall;

Material : reinforcement concrete .

Concrete (B300) ($f_c^r = 8 * 30 = 24MPa$) .

Steel (420) .

Section : selected



Loading :

Dead load :

* Self weight of the wall

* max. reaction support from beams & flat plate (col table)

Live load :

* max. reaction support from (flat plate)& beam (col table)

design:

See air out put

(4.11.)designe Two way action shear (punching) :

Design of punching :

Interior column :

Material : reinforcement concrete .

Concrete B300 $f_c' = .8 * 30 = 24MPa$.

Steel 420.

Position :column C 1.3

The Diameter of column = 50 cm

h(slab) = 35 cm

$$d(\text{slab}) = 31.6 \text{ cm}$$

For the flat slab

$$\text{Service dead load D.L.} = 0.35 \cdot 24.5 = 8.575 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Service live load L.L.} = 2 \text{ KN.}$$

$$\text{Factored load} = W_u = 1.2 \cdot \text{D.L.} + 1.6 \cdot \text{L.L.}$$

$$= 1.2 \cdot 8.575 + 1.6 \cdot 2$$

$$= 13.49 \text{ KN/m}^2$$

For the column CI.3

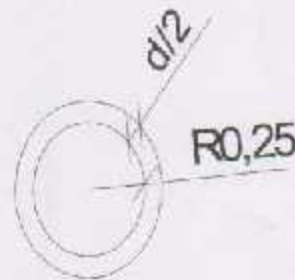
$$\text{Service dead load D.L.} = 353.261 \text{ KN}$$

$$\text{Service live load L.L.} = 31.88 \text{ KN.}$$

$$\text{Factored load} = N_u = 1.2 \cdot \text{D.L.} + 1.6 \cdot \text{L.L.}$$

$$= 1.2 \cdot 353.261 + 1.6 \cdot 31.88$$

$$= 474.92 \text{ KN}$$



$$d = 31.6 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{31.6}{2} = 15.8 \text{ cm}$$

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

$$b_o = 2\pi r = 2\pi * (25+15.8) = 256.35 \text{ cm}$$

$$b_o = 2.56 \text{ m}$$

$$A_b = \pi r^2 = \pi * 40.8^2 = 0.522 \text{ m}^2$$

$$V_u = N_u - W_u * A_b = 474.92 - 13.49 * 0.522 = 467.88 \text{ KN}$$

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

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

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

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

Where:

$$\beta_c = 1$$

$$\alpha_s = 40 \quad \text{for interior column}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1} \right) * \sqrt{24} * 2560 * 316 * 10^{-3} = 1486.15 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40}{2.56/0.316} + 2 \right) * \sqrt{24} * 2560 * 316 * 10^{-3} = 1718.37 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 2560 * 316 * 10^{-3} = 990.77 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 990.77 \text{ KN} \dots \text{Control}$$

$$V_u = 461.43 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 990.77 \text{ KN} > V_u = 461.43 \text{ KN} \dots \text{satisfied}$$

The punching ratio

$$\frac{V_u}{\phi V_c} = \frac{461.43}{990.77} = 0.47$$

OK

Position : column C 1.2

The Diameter of column = 50 cm

$$h(\text{slab}) = 35 \text{ cm}$$

$$d(\text{slab}) = 31.6 \text{ cm}$$

For the flat slab

$$\text{Service dead load D.L} = 0.35 * 24.5 = 8.575 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Service live load L.L} = 2 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Factored load} = W_u = 1.2 * \text{D.L} + 1.6 * \text{L.L}$$

$$= 1.2 * 8.575 + 1.6 * 2$$

$$= 18.29 \text{ KN/m}^2$$

For the column C1.2

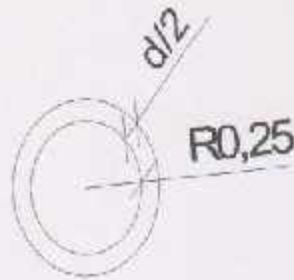
$$\text{Service dead load D.L} = 458.976 \text{ KN}$$

$$\text{Service live load L.L} = 205.84 \text{ KN}$$

$$\text{Factored load} = N_u = 1.2 * \text{D.L} + 1.6 * \text{L.L}$$

$$= 1.2 * 458.976 + 1.6 * 205.84$$

$$=880.12\text{KN}$$



$$d = 31.6 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{31.6}{2} = 15.8 \text{ cm}$$

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

$$b_o = 2\pi r = 2\pi * (25 + 15.8) = 256.35 \text{ cm}$$

$$b_o = 2.56\text{m}$$

$$A_{b_o} = \pi r^2 = \pi * 40.8^2 = 0.522 \text{ m}^2$$

$$V_u = N_u - W_u * A_{b_o} = 880.12 - 18.29 * 0.522 = 870.57 \text{ KN}$$

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

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

Where:

$$\beta_c = 1$$

$$\alpha_s = 40 \quad \text{for interior column}$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1} \right) * \sqrt{24} * 2560 * 316 * 10^{-3} = 1486.15 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o / d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40}{2.56 / 0.316} + 2 \right) * \sqrt{24} * 2560 * 316 * 10^{-3} = 1718.37 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 2560 * 316 * 10^{-3} = 990.77 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 990.77 \text{ KN} \dots \text{Control}$$

$$V_u = 861.83 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 990.77 \text{ KN} > V_u = 870.57 \text{ KN} \dots \dots \text{satisfied}$$

The punching ratio

$$\frac{V_u}{\phi V_c} = \frac{870.57}{990.77} = 0.88 < 1$$

OK...

Position : column C 1.1

The Diameter of column = 50 cm

h(slab) = 35 cm

d(slab) = 31.6 cm

For the flat slab

Service dead load D.L = $0.35 * 24.5 = 8.575 \text{ KN/m}^2$

Service live load L.L. = 5 KN/m^2 .

Factored load = $W_u = 1.2 * \text{D.L.} + 1.6 * \text{L.L.}$

$$= 1.2 * 8.575 + 1.6 * 5$$

$$= 18.29 \text{ KN/m}^2$$

For the column C1.2

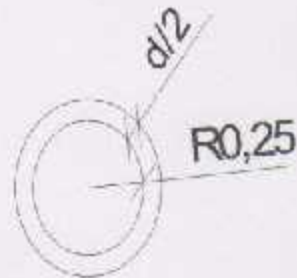
Service dead load D.L. = 460.295 KN

Service live load L.L. = 206.566 KN .

Factored load = $N_u = 1.2 * \text{D.L.} + 1.6 * \text{L.L.}$

$$= 1.2 * 460.259 + 1.6 * 206.566$$

$$= 882.82 \text{ KN}$$



$$d = 31.6 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{31.6}{2} = 15.8 \text{ cm}$$

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

$$b_o = 2\pi r = 2\pi * (25 + 15.8) = 256.35 \text{ cm}$$

$$b_o = 2.56 \text{ m}$$

$$A_{b_o} = \pi r^2 = \pi * 40.8^2 = 0.522 \text{ m}^2$$

$$V_u = N_u - W_u * A_{b_o} = 882.82 - 18.29 * 0.522 = 873.27 \text{ KN}$$

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

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

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

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

Where:

$$\beta_c = 1$$

$$\alpha_s = 40 \quad \text{for interior column}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1} \right) * \sqrt{24} * 2560 * 316 * 10^{-3} = 1486.15 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o / d} + 2 \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40}{2.56/0.316} + 2 \right) * \sqrt{24} * 2560 * 316 * 10^{-3} = 1718.37 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 2560 * 316 * 10^{-3} = 990.77 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 990.77 \text{ KN} \dots \text{Control}$$

$$V_u = 864.53 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 990.77 \text{ KN} > V_u = 873.27 \text{ KN} \dots \dots \text{satisfied}$$

The punching ratio

$$\frac{V_u}{\phi V_c} = \frac{873.27}{990.77} = 0.88 < 1$$

OK.....

Exterior columns

Position :column C 3.11

The Diameter of column = 50 cm

h(slab) = 35 cm

d(slab)= 31.6 cm

For the flat slab

Service dead load D.L = $0.35 \times 24.5 = 8.575 \text{ KN/m}^2$

Service live load L.L = 2 KN/m^2 .

Factored load = $W_u = 1.2 \cdot \text{D.L} + 1.6 \cdot \text{L.L}$

$$= 1.2 \cdot 8.575 + 1.6 \cdot 2$$

$$= 13.49 \text{ KN/m}^2$$

For the column C3.11

Service dead load D.L = 103.4KN

Service live load L.L = 20.9 KN.

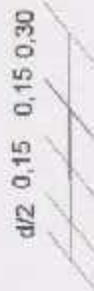
Factored load = $N_u = 1.2 \cdot \text{D.L} + 1.6 \cdot \text{L.L}$

$$= 1.2 \cdot 103.4 + 1.6 \cdot 20.9$$

$$= 157.52 \text{ KN}$$



d = 31.6 cm



$$\frac{d}{2} = \frac{31,6}{2} = 15,8 \text{ cm}$$

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

$$b_c = 2 * 0,55 + 2\pi * 2 = 2 * 0,55 + 2\pi * 0,408 * 2 = 2,38 \text{ cm}$$

$$b_o = 2,38 \text{ m}$$

$$A b_o = \frac{\pi r^2}{2} + 2 * 0,408 * 0,55 = \pi * 0,408^2 / 2 + 2 * 0,408 * 0,55 = 0,71 \text{ m}^2$$

$$V_u = N_u - W_u * A b_o = 157,52 - 13,49 * 0,71 = 147,94 \text{ KN}$$

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

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

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

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

Where:

$$\beta_c = 1$$

$$\alpha_s = 30 \quad \text{for exterior column}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0,75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1} \right) * \sqrt{24} * 2380 * 316 * 10^{-3} = 1381,66 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{30}{2.38/0.316} + 2 \right) * \sqrt{24} * 2380 * 316 * 10^{-3} = 1377.79 \text{KN}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 2380 * 316 * 10^{-3} = 921.11 \text{KN}$$

$$\phi V_c = 921.11 \text{KN} \dots \text{Control}$$

$$V_u = 147.94 \text{KN}$$

$$\phi V_c = 921.11 \text{KN} > V_u = 147.94 \text{KN} \dots \text{satisfied}$$

The punching ratio

$$\frac{V_u}{\phi V_c} = \frac{147.94}{921.11} = 0.16 < 1$$

OK.....

Exterior columns

Position :column C 2.11

The Diameter of column = 50 cm

h(slab) = 35 cm

d(slab)= 31.6 cm

For the flat slab

Service dead load D.L = $0.35 * 24.5 = 8.575 \text{ KN/m}^2$

Service live load L.L = 5 KN/m^2 .

Factored load = $W_u = 1.2 * \text{D.L.} + 1.6 * \text{L.L.}$

$$= 1.2 * 8.575 + 1.6 * 5$$

$$= 18.29 \text{ KN/m}^2$$

For the column C2.11

Service dead load D.L = 151.9KN

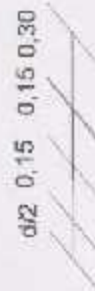
Service live load L.L = 62.6KN.

Factored load = $N_u = 1.2 * D.L + 1.6 * L.L$

$$= 1.2 * 151.9 + 1.6 * 62.6$$

$$= 282.44 \text{KN}$$

$d = 31.6 \text{ cm}$



$$\frac{d}{2} = \frac{31.6}{2} = 15.8 \text{ cm}$$

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

$$b_o = 2 * 0.55 + 2\pi * 2 = 2 * 0.55 + 2\pi * 0.408 = 2.38 \text{ m}$$

$$b_o = 2.38 \text{ m}$$

$$A b_o = \frac{\pi r^2}{2} + 2 * 0.408 * 0.55 = \pi * 0.408^2 / 2 + 2 * 0.408 * 0.55 = 0.71 \text{ m}^2$$

$$V_u = N_u - W_u * A b_o = 283.44 - 18.29 * 0.71 = 270.45 \text{KN}$$

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

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

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

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

Where:

$$\beta_c = 1$$

$$\alpha_s = 30 \quad \text{for exterior column}$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1} \right) * \sqrt{24} * 2380 * 316 * 10^{-3} = 1381.66 \text{KN}$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{30}{2.38/0.316} + 2 \right) * \sqrt{24} * 2380 * 316 * 10^{-3} = 1377.79 \text{KN}$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 2380 * 316 * 10^{-3} = 921.11 \text{KN}$$

$$\phi V_c = 921.11 \text{KN} \dots \text{Control}$$

$$V_u = 264.15 \text{KN}$$

$$\phi V_c = 921.11 \text{KN} > V_u = 270.45 \text{KN} \dots \dots \text{satisfied}$$

The punching ratio

$$\frac{V_u}{\phi V_c} = \frac{270.45}{921.11} = 0.29 < 1$$

OK.....

Exterior columns

Position : column C 1.11

The Diameter of column = 50 cm

$$h(\text{slab}) = 35 \text{ cm}$$

$$d(\text{slab}) = 31.6 \text{ cm}$$

For the flat slab

$$\text{Service dead load D.L} = 0.35 * 24.5 = 8.575 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Service live load L.L} = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Factored load} = W_u = 1.2 * \text{D.L} + 1.6 * \text{L.L}$$

$$= 1.2 * 8.575 + 1.6 * 5$$

$$= 18.29 \text{ KN/m}^2$$

For the column C1.11

$$\text{Service dead load D.L} = 150.9 \text{ KN}$$

$$\text{Service live load L.L} = 62.2 \text{ KN}$$

$$\text{Factored load} = N_u = 1.2 * \text{D.L} + 1.6 * \text{L.L}$$

$$= 1.2 * 150.9 + 1.6 * 62.2$$

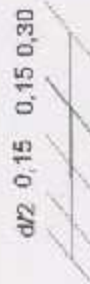
$$= 280.6 \text{ KN}$$

$$d = 31.6 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{31.6}{2} = 15.8 \text{ cm}$$

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

$$b_c = 2 * 0.55 + 2\pi * 0.408 * 2 = 2 * 0.55 + 2\pi * 0.408 * 2 = 2.38 \text{ cm}$$



$$b_o = 2.38\text{m}$$

$$A b_o = \frac{\pi r^2}{2} + 2 * 0.408 * 0.55 = \pi * 0.408^2 / 2 + 2 * 0.408 * 0.55 = 0.71 \text{ m}^2$$

$$V_u = N_u - W_u * A b_o = 280.6 - 18.29 * 0.71 = 267.61 \text{ KN}$$

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

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

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

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

Where:

$$\beta_c = 1$$

$$\alpha_s = 30 \quad \text{for exterior column}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1} \right) * \sqrt{24} * 2380 * 316 * 10^{-3} = 1381.66 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{30}{2.38/0.316} + 2 \right) * \sqrt{24} * 2380 * 316 * 10^{-3} = 1377.79 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 2380 * 316 * 10^{-3} = 921.11 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 921.11 \text{ KN} \dots \text{Control}$$

$$V_u = 262.31 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 921.11 \text{ KN} > V_u = 267.61 \text{ KN} \dots \dots \text{satisfied}$$

The punching ratio

$$= 0.29 < 1$$

OK.....

4.12 Design of Stairs :

4.12.1 Determination of Slab Thickness:

$$- L = 3.6 + 2.1 = 5.7 \text{ m.}$$

$$- h_{\text{req}} = L / 20.$$

$$- h_{\text{req}} = 5.7 / 20 = 28.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{take } h = 30 \text{ cm.}$$

\Rightarrow Use $h = 30 \text{ cm}$.

$$- \theta = \tan^{-1}(17 / 30) = 29.5$$

$$- \cos \theta = 0.87$$

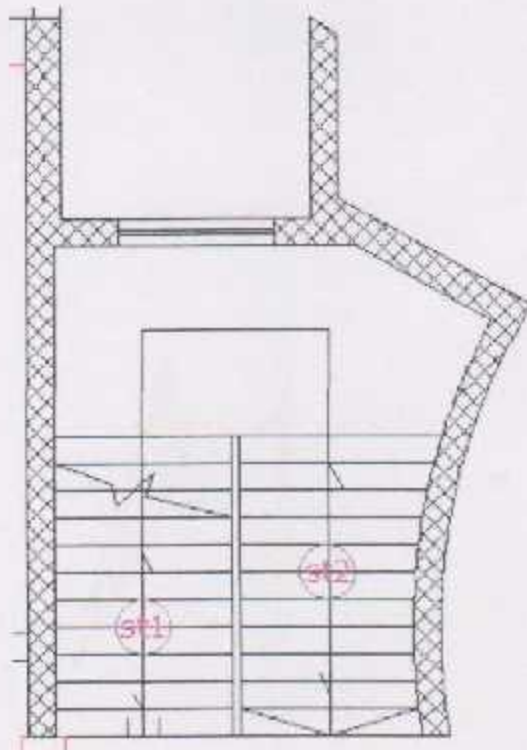
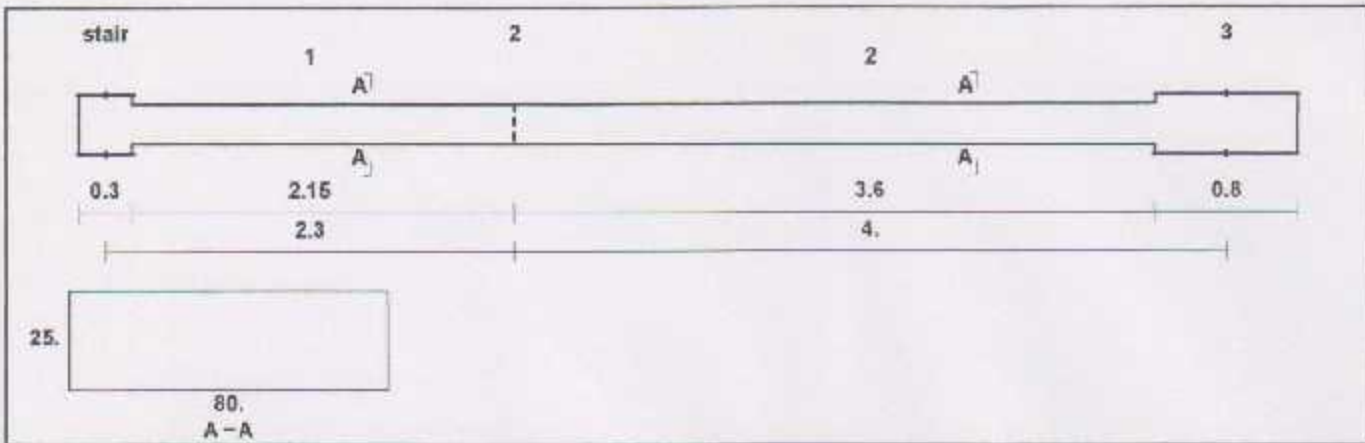


Fig. (4-28) Stairs Plan



➤ The stairs at section (A-A) will be carried on the shear wall.

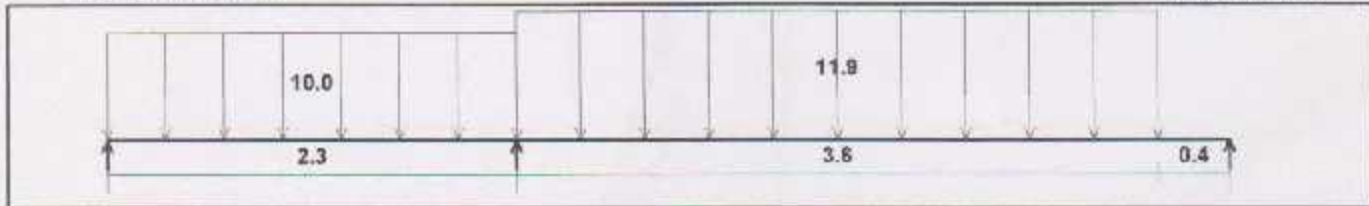
(4.12.2) Load Calculations at section (A-A):

Loading

load group no. 1

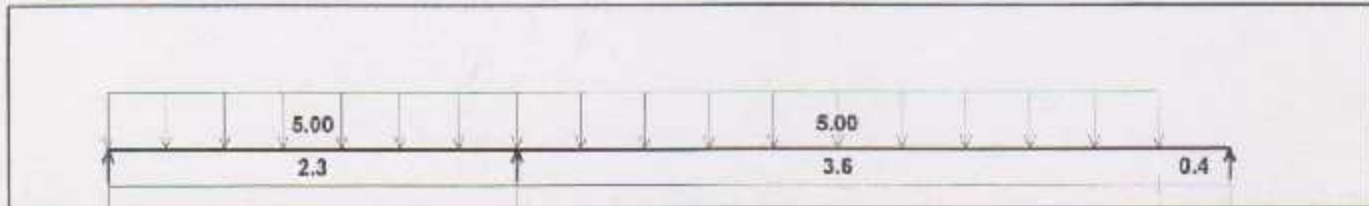
Dead load - Service

Units: kN, meter



Live load - Service

Load factors: 1.20, 1.20/1.50, 0.00



Dead Load:

$$\text{Horizontal Tiles} = 0.03 * 22 * (0.3/0.30) = 0.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Vertical Tiles} = 0.03 * 22 * (0.17/0.30) = 0.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Horizontal mortar} = 0.03 * 22 = 0.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Vertical mortar} = 0.03 * 22 * (17/30) = 0.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Plaster} = (0.03 * 22) / (\text{Cos } 30) = 0.762 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Steps} = (0.17/2) * 24.5 = 2.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Slab} = 0.30 * 24.5 / \text{Cos } 30 = 8.49 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Total dead load} &= 0.66 + 0.37 + 0.66 + 0.37 + 0.763 + 2.08 + 8.49 \\ &= 11.9 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Live load:

$$\text{Live load for stairs} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Factored load

$$Q_u = 1.2 * 11.9 + 1.6 * 5 = 22.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{For one meter Strip, } Q_u = 22.28 \text{ KN/m}$$

Load on landing :-**Dead Load:**

- Tiles & Mortar = 2 KN/m²
- Slab = 0.30 * 24.5 = 7.35 KN/m²
- Plaster = 0.03 * 22 = 0.66 KN/m²

Total dead load = $2 + 7.35 + 0.66$

$$= 10 \text{ KN/m}^2.$$

Live load:

Live load for stairs = 5 KN/m^2 .

Factored load

$$q_u = 1.2 * 10 + 1.6 * 5 = 20 \text{ KN/m}^2.$$

For one meter Strip, $q_u = 20 \text{ KN/m}$.

4.12.3 Design of Shear :

▪ Assume $\phi 12$ for main reinforcement -

So, $d = 30 - 2 * 0.6 = 27.4 \text{ cm}$.

Take $d = 27 \text{ cm}$

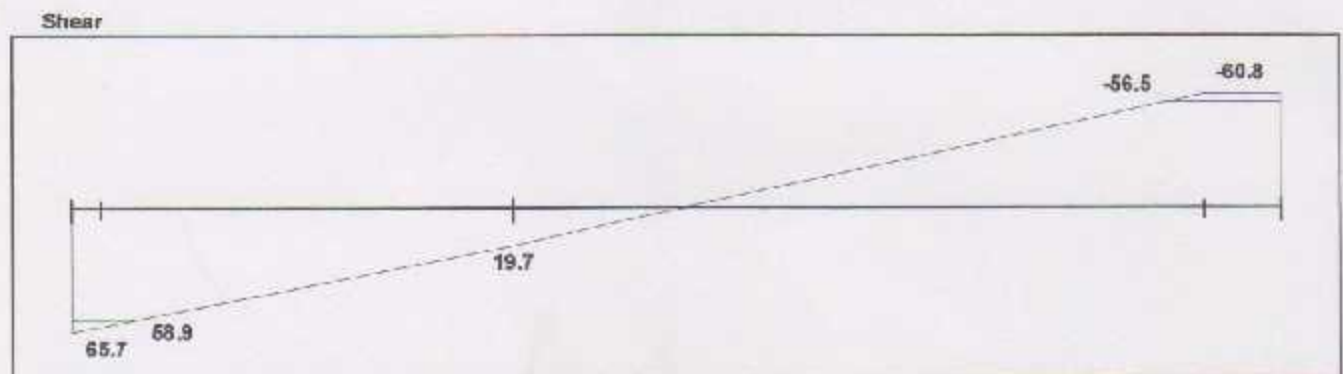


Fig.(4-30) Shear diagram of stairs at section (A-A)

- $V_u = 58.9 \text{ KN}$,

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

- $\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 270}{6} = 165.34 \text{ KN}$

- $V_u = 58.9 \text{ KN} < \phi V_c = 165.34 \text{ KN}$.

>>>>No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

4.15.4 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

Moments: spans 1 to 2

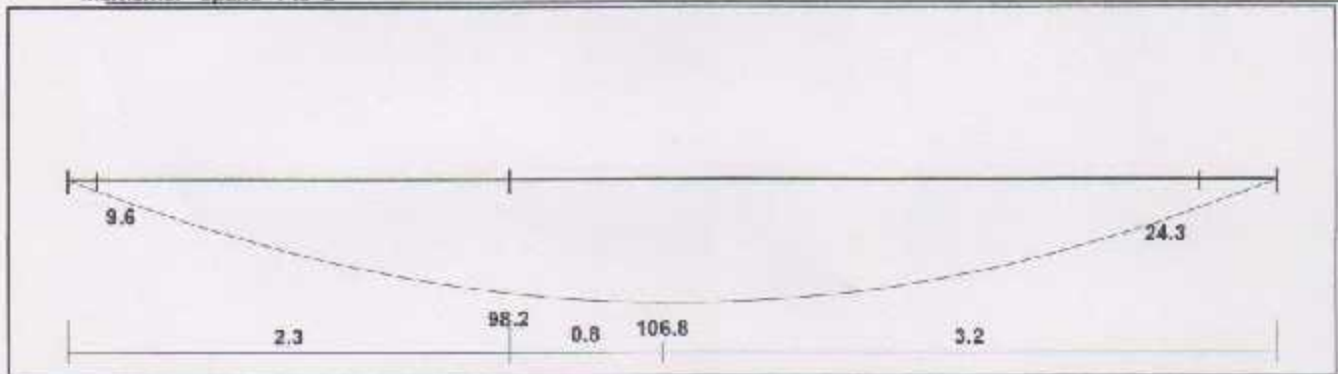


Fig.(4-31) Moment diagram of stairs at section A-A)

$$M_u = 106.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{n \text{ req}} = M_u / 0.9 = 106.8 / 0.9 = 118.67 \text{ KN.m}$$

$$d = 27 \text{ cm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{118.67 \cdot 10^6}{1000 \cdot 270^2} = 1.63 \text{ MPa}$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.6 \cdot 1.63}{420}} \right) = 0.004$$

$$A_s \text{ req} = 0.004 \cdot 100 \cdot 27 = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (100)(27) \geq \frac{1.4}{420} (100)(27)$$

$$A_s \text{ min} = 7.87 \leq 9$$

$$A_s \text{ min} = 7.7 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Control.}$$

$$1.3 \cdot A_s \text{ req} = 1.3 \cdot 10.8 = 14.04 \text{ cm}^2$$

$$1.3 \cdot A_s \text{ req} > A_s \text{ min.}$$

$$\text{Use } A_s = 14.04 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Use } 2\Phi 12 @ 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ with } A_s = (100 / 10) \cdot 1.13 \cdot 2 = 22.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ provided} = 22.6 > A_s \text{ req.} \dots \dots \dots \text{OK.}$$

Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a$$

$$22.6 \cdot 420 = 0.85 \cdot 27 \cdot 100 \cdot a$$

$$a = 4.14 \text{ cm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{4.14}{0.85} = 4.87 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s = \frac{27 - 4.87}{4.87} \cdot 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.014 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

4.15.4.1 Development length of the bars:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f_c}} \times \alpha \times \beta \times \gamma \times d_n$$

$$L_d = \frac{400}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.99 \text{ cm}$$

$$L_d \text{ available} > L_d \text{ req} = 48.99$$

4.15.4.2 Secondary reinforcement:

$$A_s = \frac{1}{5} \times A_{s_{req}} = \frac{1}{5} \times 10.8 = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{Shrinkage}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 27 = 4.86 \text{ cm}^2$$

Use $\Phi 10 @ 15 \text{ cm}$ With $A_s = (100 / 15) \cdot 0.79 = 5.3 \text{ cm}^2$.

4.12.3 Stairs at section (A-A) Details:-

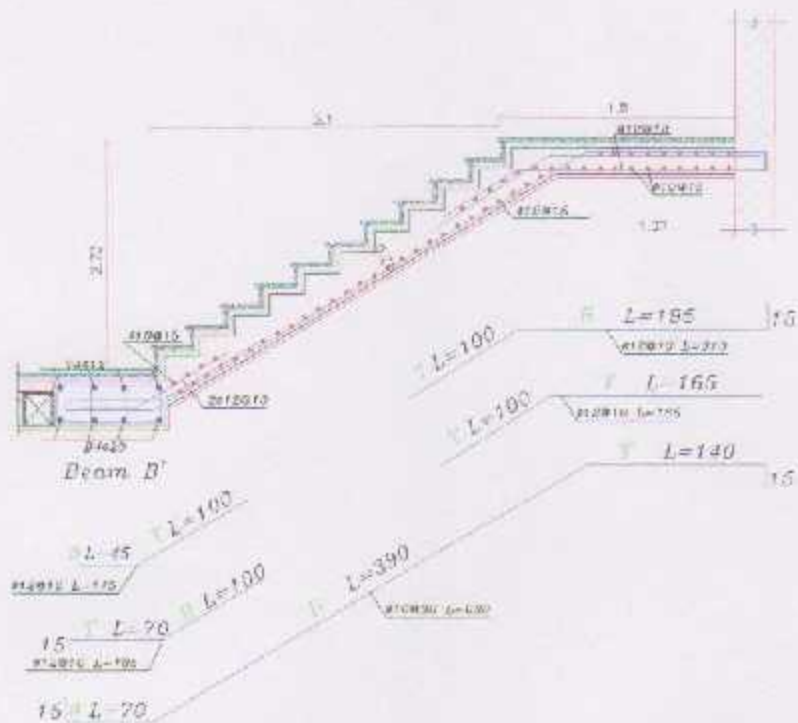


Fig.(4-32) Stairs at section (A-A) details

4.13 Design of Shear wall:

4.13.1 Calculation of loads:

W_{Floor} = Total dead loads of the floor .

$$W_{\text{Ground Floor}} = 7934.78 \text{ KN}$$

$$W_{\text{First Floor}} = 8295.67 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Second Floor}} = 5170.4 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Total}} = W_{\text{Ground}} + W_{\text{First}} + W_{\text{Second}}$$

$$W_{\text{Total}} = 7934.78 + 8295.67 + 5170.4 = 21400.85 \text{ KN}$$

4.18.2 Calculation of shear force on "shear walls":

From Uniform Building Code 1997(UBC), the total design base shear in a given direction shall be determine from the following formula :

$$V = \frac{C_v I}{R.T} W \dots \dots \dots (\text{Eq.30-4})$$

The total design base shear need not exceed the following:

$$V = \frac{2.5 C_a I}{R} W \dots \dots \dots (\text{Eq.30-5})$$

The total design base shear shall not be less than the following:

$$V = 0.11C_a L W \dots \dots \dots (\text{Eq.30-5})$$

$$h_n = H_{\text{Building}} = 3 \times 4 = 12\text{m}$$

$$Z = 3.0$$

$$R = 5.5$$

$$I = 1.0$$

$$C_a = 0.24$$

$$C_t = 0.0488$$

$$C_v = 0.24$$

Where:

Z = seismic zone factor as given in Table 16-I.

R = numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set forth in Table 16-N or

16-p.

I = importance factor given in Table 16-K.

C_a = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.

C_t = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.

C_v = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.

h_i, h_n, h_x = height in feet (m) above the base to Level i, n or x , respectively.

$$\text{Eq. 30-8 (UBC)} T = C_t (h_n)^{0.75}$$

$$T = 0.0488 * (12)^{0.75} = 0.31$$

$$V_1 = \frac{C_v * I}{R * T} W = \frac{0.24 * 1.0}{5.5 * 0.31} * 21400.85 = 2012.44 \text{ kN}$$

Not Exceed

$$V_1 = \frac{2.5 * C_a * I}{R} W = \frac{2.5 * 0.24 * 1}{5.5} * 21400.85 = 2334.64 \text{ kN}$$

And Not Less than

$$V_1 = 0.11 * C_a * I * W = 0.11 * 0.24 * 1 * 21400.85 = 564.98 \text{ kN}$$

→→ V = 2013.44 kN ---- Control

$$F_t = 0.07 * T * V = 0.07 * 0.31 * 2013.44 = 50.66 \text{ kN}$$

The building contains enough wall to resist lateral force earth quake and wind) the building is not high ($h < 15 \text{ m}$)

Minimum reinforcement is to be considered to all shear walls

(4.14) Design of Isolated footing:

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed. The following subsections describe the analysis and design of footing)F 1: (

Load Calculation:

From Column :

Service dead load D.L = 733.57 KN

Service live load L.L = 339.86 KN.

Total service load = 733.57 + 339.86 = 1073.43 KN

Factored load = 1.2 * D.L + 1.6 * L.L

$$= 1.2 * 733.57 + 1.6 * 339.86$$

$$= 1424.06 \text{ KN}$$

Soil weight = 18 KN/m³

Soil depth = 1.0 m

Live Floor Load = 5 KN

Column geometry 30*40 cm

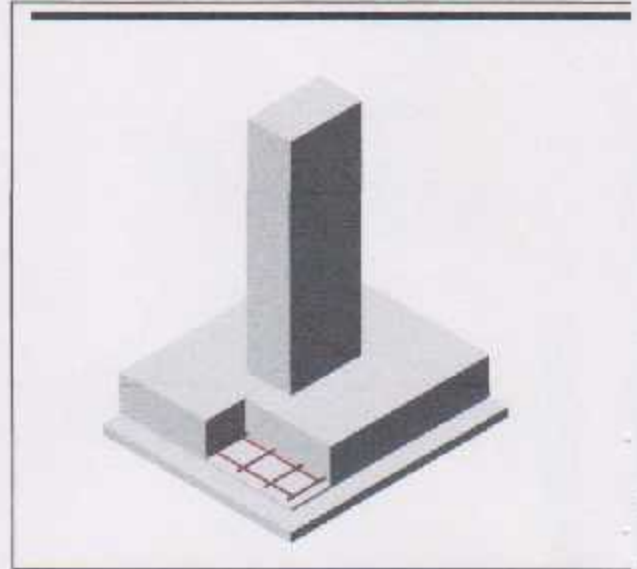
Allowable soil pressure = 500 KN/m²

$$S_w = 18 * 3 * 1 = 54 \text{ KN}$$

$$q_u = 500 - 54 - 5 - 0.5 * 24.5 = 428.75 \text{ KN}$$

Total service load = 1073.43 Kn

Where :



Sw :Soil weight

Pu :Factored load from the column

PuT :Total load on foundation

4.14.1 Design of Footing Area:

To determine the required footing area, the total service load will be used

Allowable net soil pressure =428.75 KN/m²

$$\text{Area} = \frac{\text{Total service load}}{\text{Soil Pressure}}$$

$$= \frac{1073.43 \text{ KN}}{428.75 \text{ KN/m}^2}$$

$$= 2.5 \text{ m}^2$$

Try 1.50m *2.0m Area = 3.0m² > Required Area =2.5 m²

For the design of the reinforce concrete member, factored load must be used :

$$P_u = 1424.06 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{Actual}} = \frac{P_u}{A_{\text{Provided}}} = \frac{1424.06}{3.0} = 474.69 \text{ KN/m}^2 < 1.4 * 500 = 700 \text{ KN/m}^2 \dots \text{OK}$$

(4.14.2) Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = h_{min} = 40 cmd =40-7.5-2 =30.5 cm

- Check for one way shear strength

Critical Section at $\frac{a}{2} + d$

$$\frac{a}{2} + d = \frac{0.4}{2} + 0.305 = 0.505 \text{ m}$$

$$V_u = \sigma \left(\frac{L_{\text{Foundation}}}{2} - \left(\frac{a}{2} + d \right) \right) * B_{\text{Foundation}}$$

$$V_u = 474.7 * \left(\frac{2}{2} - 0.505 \right) * 1.5 = 352.47 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \left(\frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b_w * d \right)$$

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1500 * 305 = 280.16 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 280.16 \text{ KN} < V_u = 352.47 \text{ KN}$$

The Foundation Depth must be increased

Select h = 50 cm ... d = 40.5 cm

Check for one way shear

$$\frac{a}{2} + d = \frac{0.4}{2} + 0.405 = 0.605 \text{ m}$$

$$V_u = 474.7 * \left(\frac{2}{2} - 0.605 \right) * 1.5 = 281.3 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \left(\frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b_w * d \right)$$

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1500 * 405 = 372.06 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 372.06 \text{ KN} > V_u = 281.3 \text{ KN}$$

\therefore Safe

- Check for two way shear action)punching(

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

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

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_c}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

Where:

$$\beta_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{40}{30} = 1.33$$

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

$$b_o = 4d + 2a + 2b = 4 * 0.405 + 2 * 0.4 + 2 * 0.3 = 3.02m$$

$\alpha_c = 40$ for interior column

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1.33} \right) * \sqrt{24} * 3020 * 405 = 1875.29Kn$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_c}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40}{3.02/405} + 2 \right) * \sqrt{24} * 3020 * 405 = 2757.88Kn$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 3020 * 405 = 1497.92Kn$$

$\phi V_c = 1497.92Kn$ Control

$$V_{u_c} = Pu - FR_s$$

$FR_s = \sigma_m * \text{area of critical section}$

$$V_{u_c} = 1424.06 - [474.7 * (0.3 + 0.405) * (0.4 + 0.405)] = 1154.66KN$$

$\phi V_c = 1497.92Kn > V_{u_c} = 1154.66Kn$ satisfied

(4.14.3) Check transfer of load at base of column:

$$\phi P_n = \phi (0.85 f_c' A_g)$$

$$\phi P_n = 0.65 * [0.85 * 24 * (300 * 400)] / 1000 = 1591.2 \text{ kN}$$

$$\text{But } P_u = 1424.06 < \phi P_n = 1591.2$$

∴ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$A_{s_{\min}} = 0.005 * A_g = 0.005 * 30 * 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Select 6Φ16

$$A_{s_{\text{provided}}} = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{s_{\text{req.}}}$$

Design for Bending Moment::

• At 40 cm Direction.

$$M_u = 428.75 * \frac{0.8^2}{2} = 137.2 \text{ kN.m}$$

Try to design it by Plain concrete

$$\phi M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{137.2}{0.9} = 152.44 \text{ kN}$$

Using Reinforced Concrete.

$$k_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{152.44 \times 10^6}{1500 \times 405^2} = 0.62 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.62}{420}} \right) = 0.0015$$

$$A_{s_{reqd}} = \rho \times b \times d = 0.0015 \times 1500 \times 405 = 911.29 \text{ mm}^2$$

Check $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{shrinkage}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1500 \times 500 = 1350 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 1350 \text{ mm}^2$$

Select $5\phi 20$

Clear Spacing

$$\frac{2000 - 150}{4} = 462.5 \text{ mm}$$

Check for Strain :

Tension - Compression

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

$$1570 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 1500 \times a$$

$$a \approx 21.55 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 25.35$$

$$\epsilon_t = \frac{405 - 25.35}{25.35} \times 0.003$$

$$\epsilon_t = 0.045 > 0.005 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

◆ At 30 cm Direction.

$$Mu = 428.75 * \frac{0.6^2}{2} = 77.18 kN.m$$

Try to design it by Plain concrete

$$\phi Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{77.18}{0.9} = 85.75 kN$$

Using Reinforced Concrete .

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{85.75 \times 10^6}{2000 \times 405^2} = 0.26 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Kn}{fy}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.26}{420}} \right) = 0.0006$$

$$As_{req.} = \rho \times b \times d = 0.0006 \times 2000 \times 405 = 504.67 mm^2$$

Check As_{min}

$$As_{min/req.} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 2000 \times 500 = 1800 mm^2$$

$$\therefore As = 1800 mm^2$$

Select $6\phi 20$

Clear Spacing

$$\frac{1500 - 150}{6} = 270 mm$$

Check for Strain :

Tension = Compression

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f_c' \times b \times h \times a$$

$$3768 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 2000 \times a$$

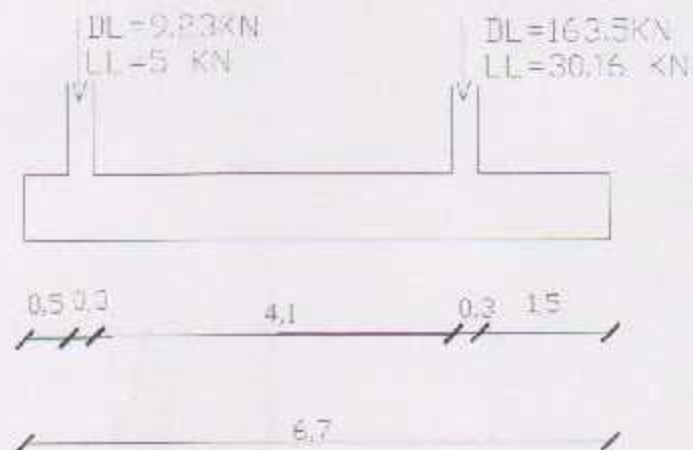
$$a \approx 38.79 \text{ mm}$$

$$e = \frac{a}{\beta_1} = 45.63$$

$$\epsilon_s = \frac{405 - 45.63}{45.63} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.024 > 0.005 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

4.15 Design of mat foundation :



See safe result on drawings.

الفصل الخامس

5

النتائج والتوصيات

(1-5) المقدمة.

(2-5) النتائج .

(3-5) التوصيات.

1.5 المقدمة:

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور. بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الانشائية الشاملة لمبنى مكتبه جامعه بوليتكنك فلسطين.

وتم اعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء. ويقدم هذا التقرير شرحاً لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

2.5 النتائج:

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

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

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

4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 5 كغ/سم².

5. لقد تم استخدام نظام عتدات (One-Way Ribbed Slab) في جميع العتدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عتدات (Two-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العتدات المصمتة (flat plate) لبيوت الدرج والمصاعد، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عتدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.

6. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدامها في هذا المشروع وهي:

(a) AUTOCAD 2007/2004 : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

(b) 3D studio Max & Sketch up5 : برنامج رسم ثلاثي الأبعاد.

(c) Safe 12,3: وذلك لتحليل وتصميم العتدات.

(d) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.

(e) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأرنبي.

8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل متقن ومثروس.

3.5 التوصيات:

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

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

1-6 قائمة المخططات المعمارية والانشائية .

2-6 المصادر والمراجع .

2-6 المصادر والمراجع:

1. American Concrete Institute (A.C.I.) , **Building Code Requirement for structural concrete** (ACI - 318M – 02).
2. Uniform Building Code (UBC-97).
3. German code