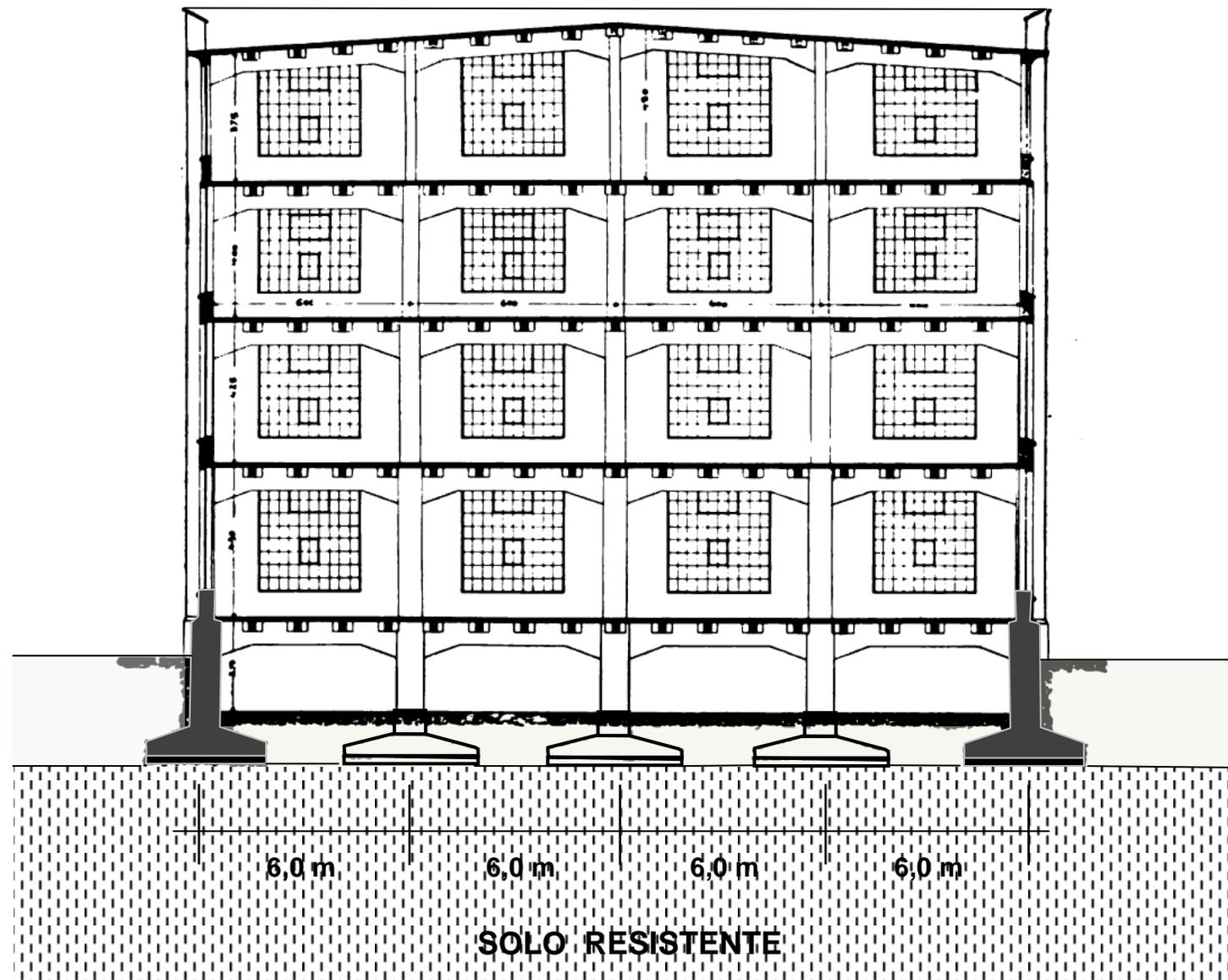




Sapata quadrada

Notas de aula

Prof. Eduardo C. S. Thomaz

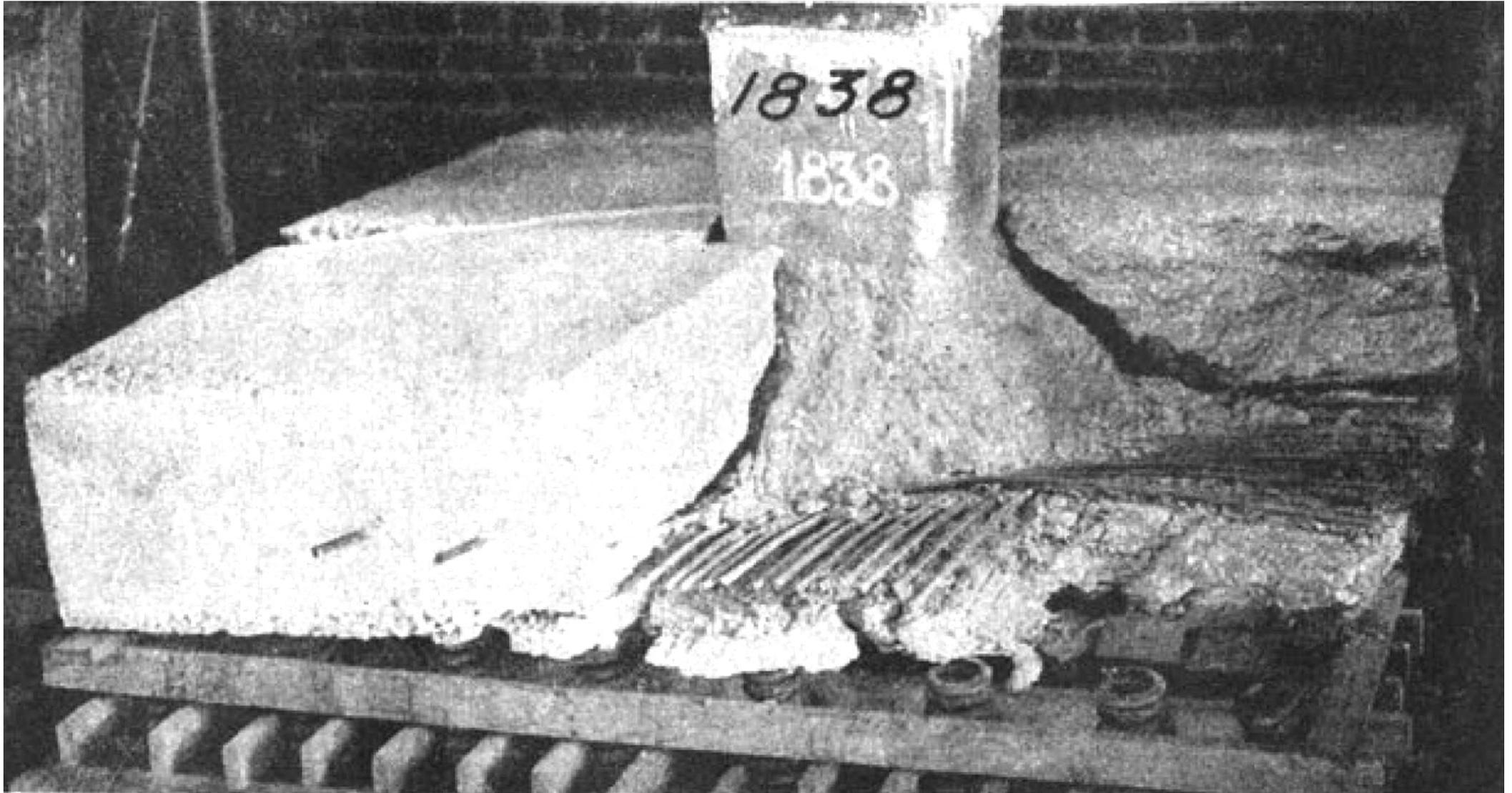
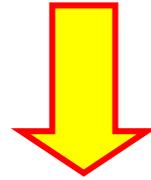


Cross-section of the Singer Manufacturing Co. factory in Wittenberg,

1909 - Concrete-Steel Construction - (Der Eisenbetonbau) - Emil Mörsch

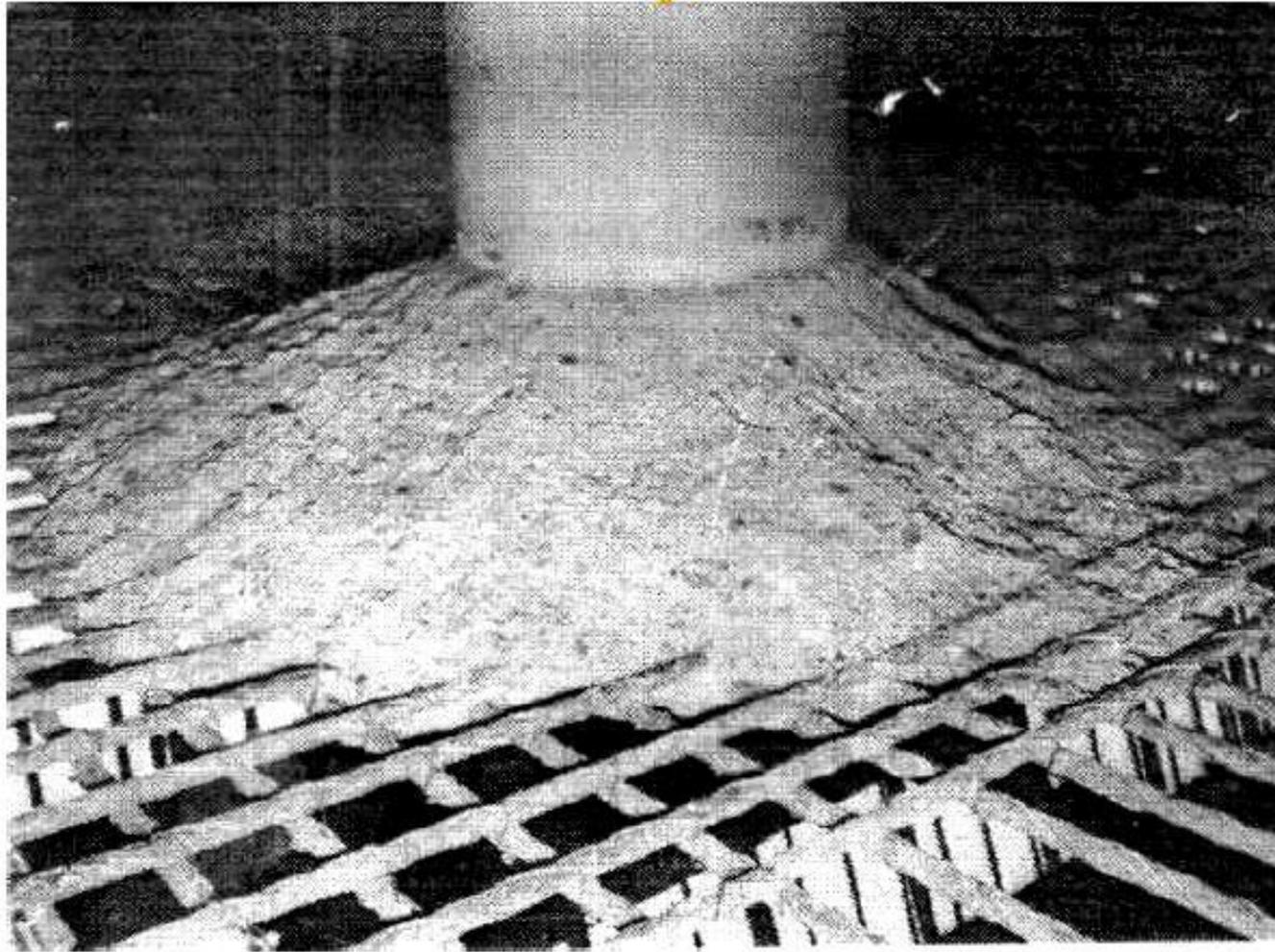
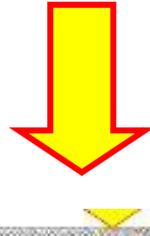
PARTE 1

ENSAIOS DE SAPATAS



FLEXÃO E PUNÇÃO

Ruptura por punção de uma laje lisa em Concreto Armado

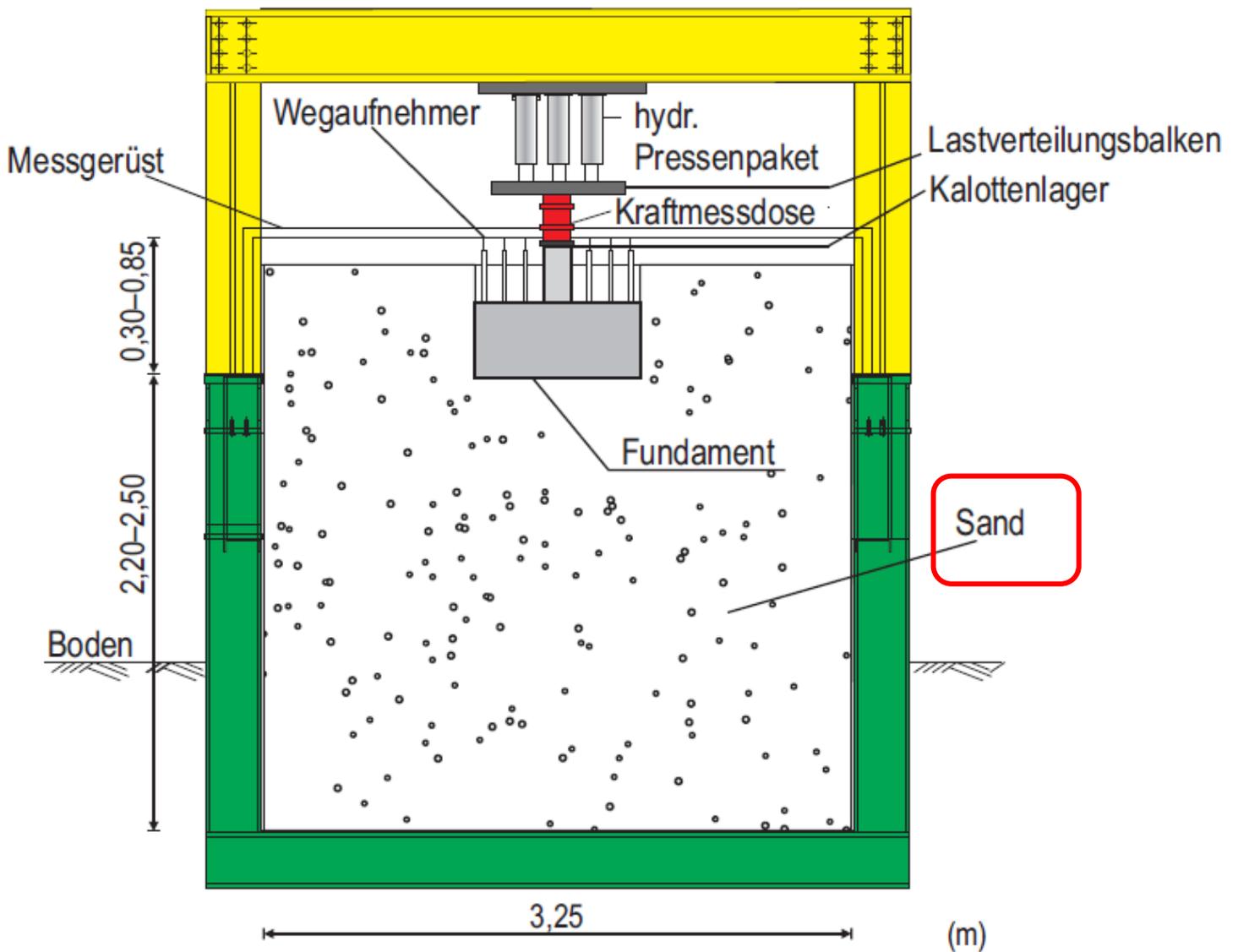


2009 - MARCUS RICKER

Technischen Hochschule Aachen

http://publications.rwth-aachen.de/record/51424/files/Ricker_Marcus.pdf

ENSAIO DE SAPATAS EM AREIA



SAPATAS CORTADAS APÓS A RUPTURA

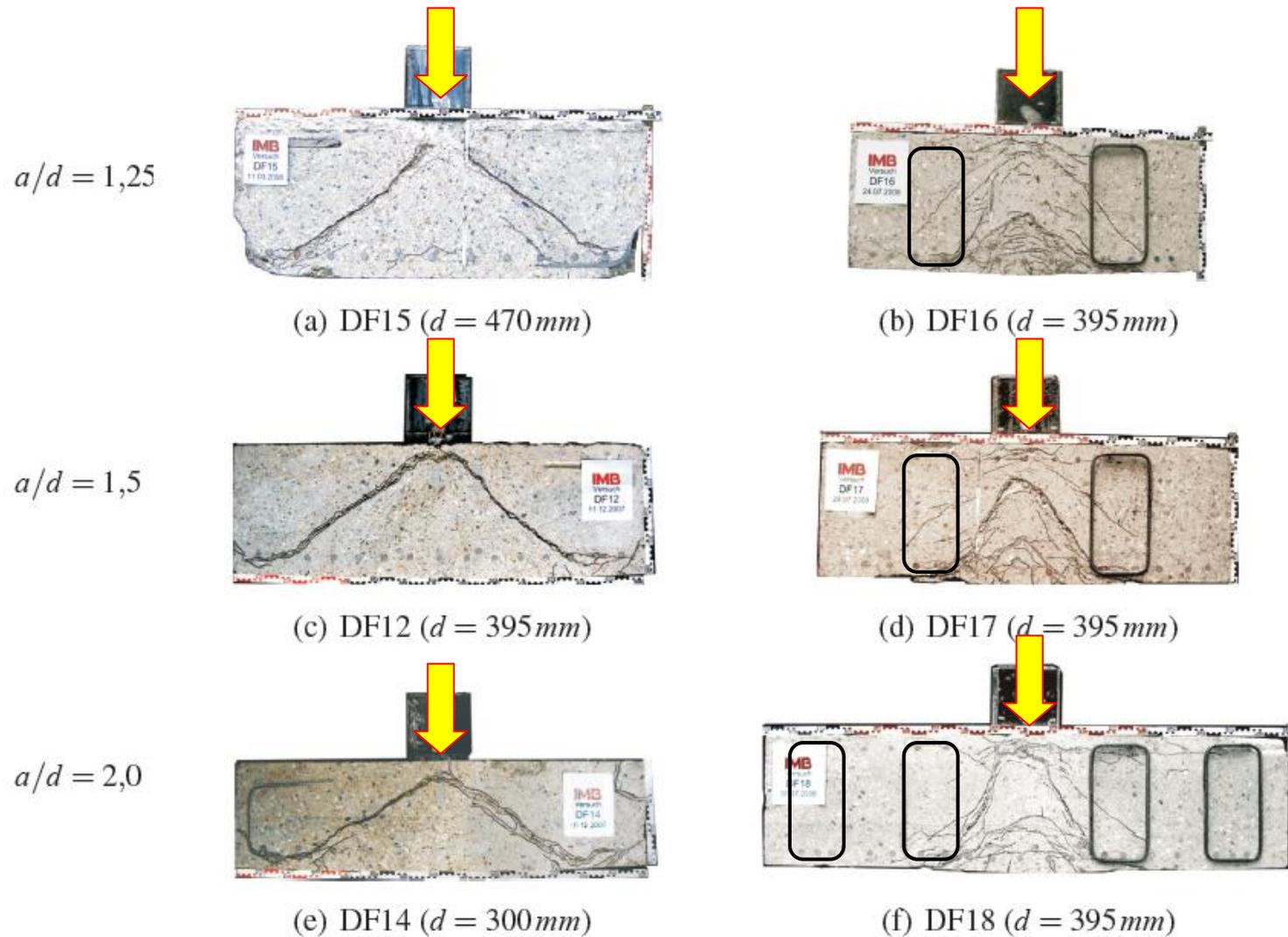


Bild 4.17: Sägeschnitte – Einfluss der statischen Nutzhöhe (a, c, e) und Einfluss der Durchstanzbewehrung (b, d, f) auf die Schubrissbildung

http://publications.rwth-aachen.de/record/51424/files/Ricker_Marcus.pdf

2009 - MARCUS RICKER

SAPATAS CORTADAS APÓS A RUPTURA

http://publications.rwth-aachen.de/record/51424/files/Ricker_Marcus.pdf

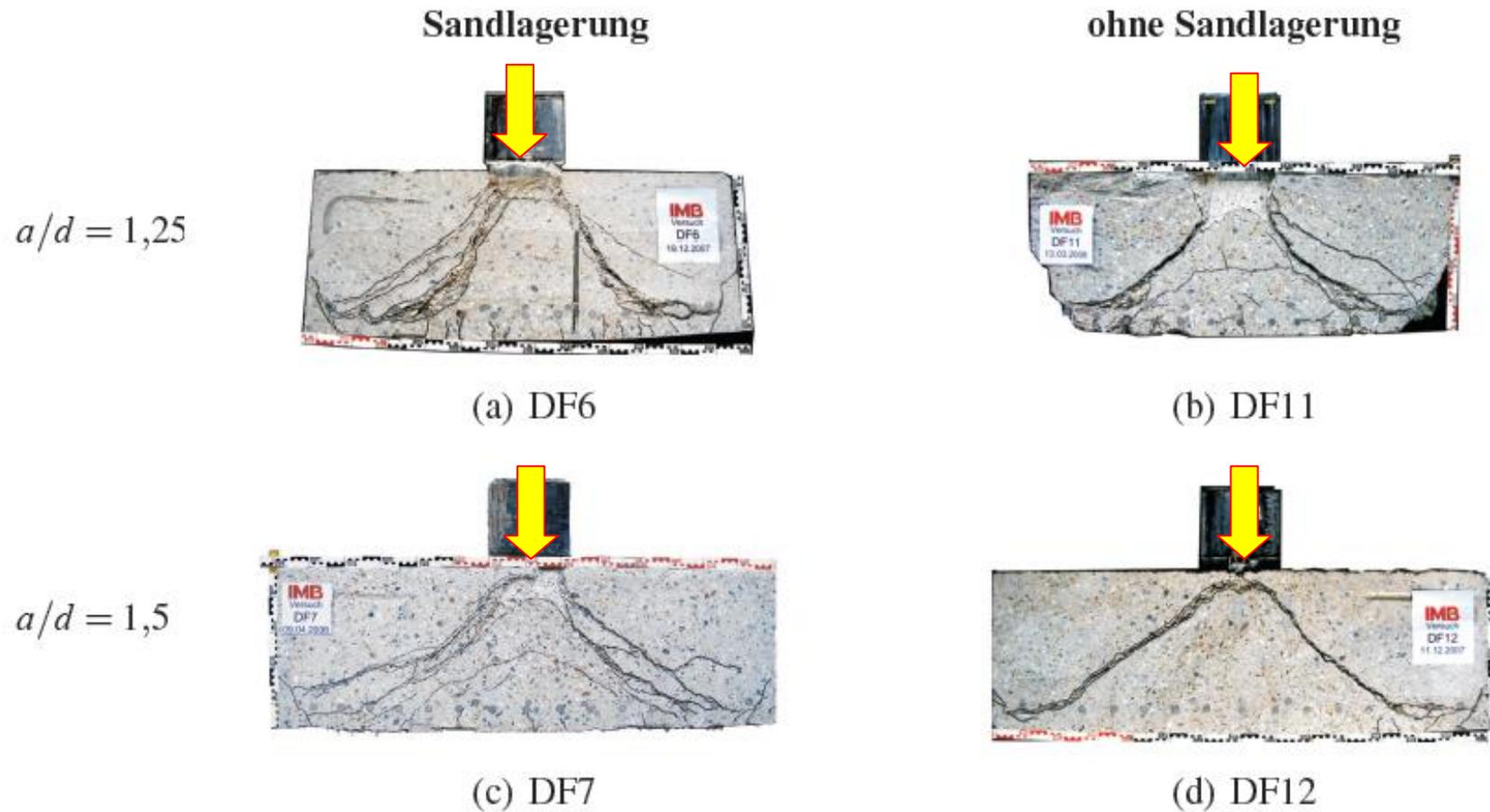


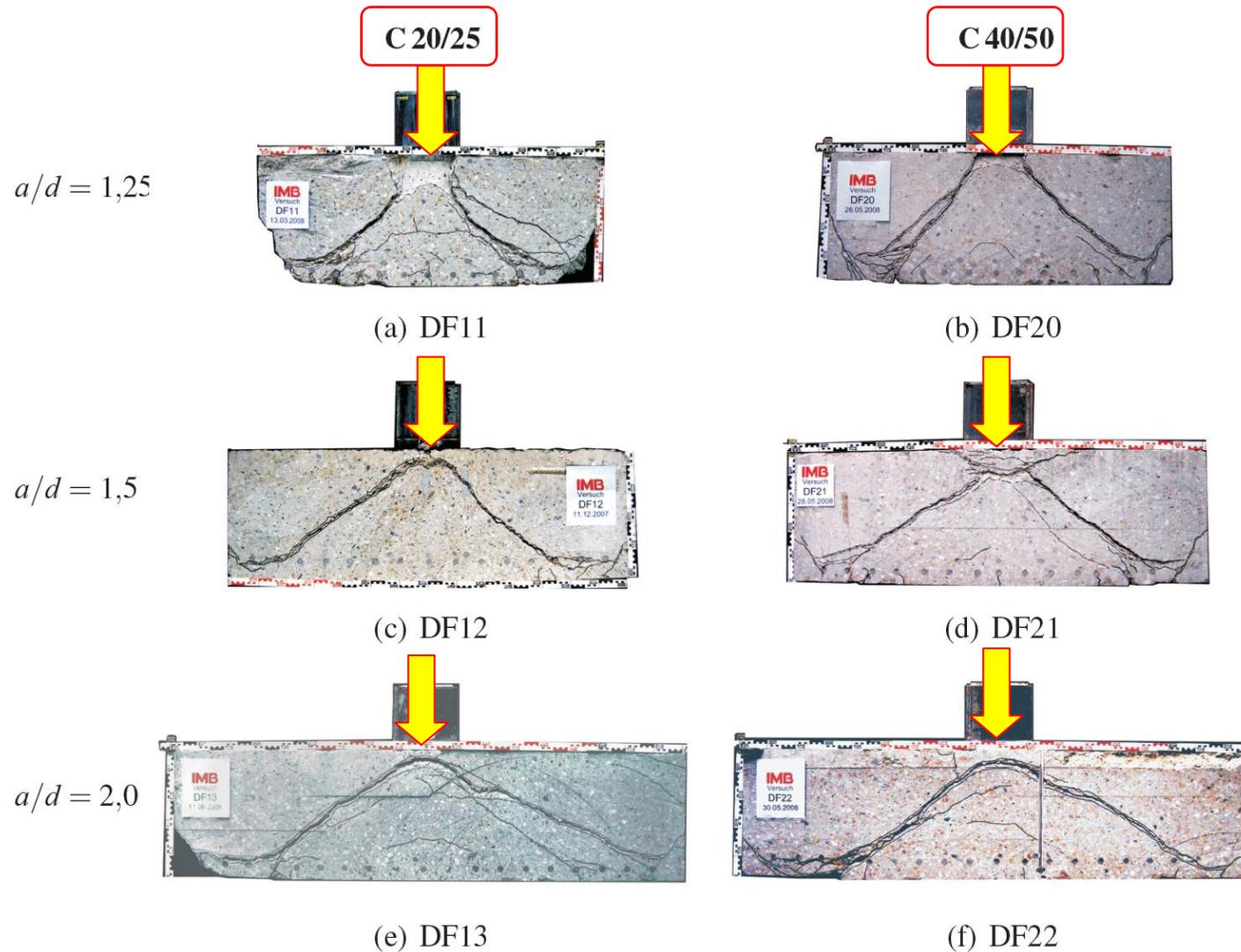
Bild 4.18: Sägeschnitte – Einfluss der Sandlagerung auf die Schubrissbildung

http://publications.rwth-aachen.de/record/51424/files/Ricker_Marcus.pdf

2009 - MARCUS RICKER

SAPATAS CORTADAS APÓS A RUPTURA

http://publications.rwth-aachen.de/record/51424/files/Ricker_Marcus.pdf



Influência da resistência do concreto na configuração da ruptura

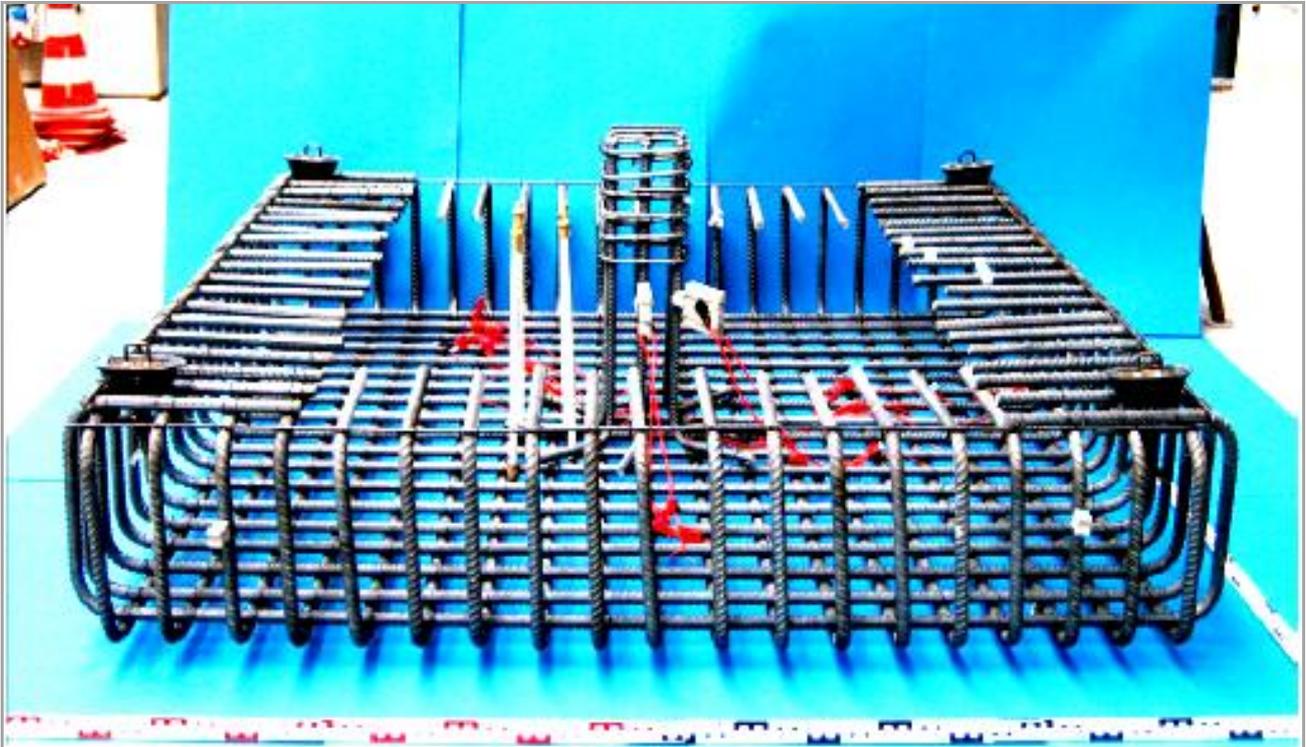
Bild 4.16: Sägeschnitte – Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Schubrissbildung

2009 - MARCUS RICKER - SAPATAS

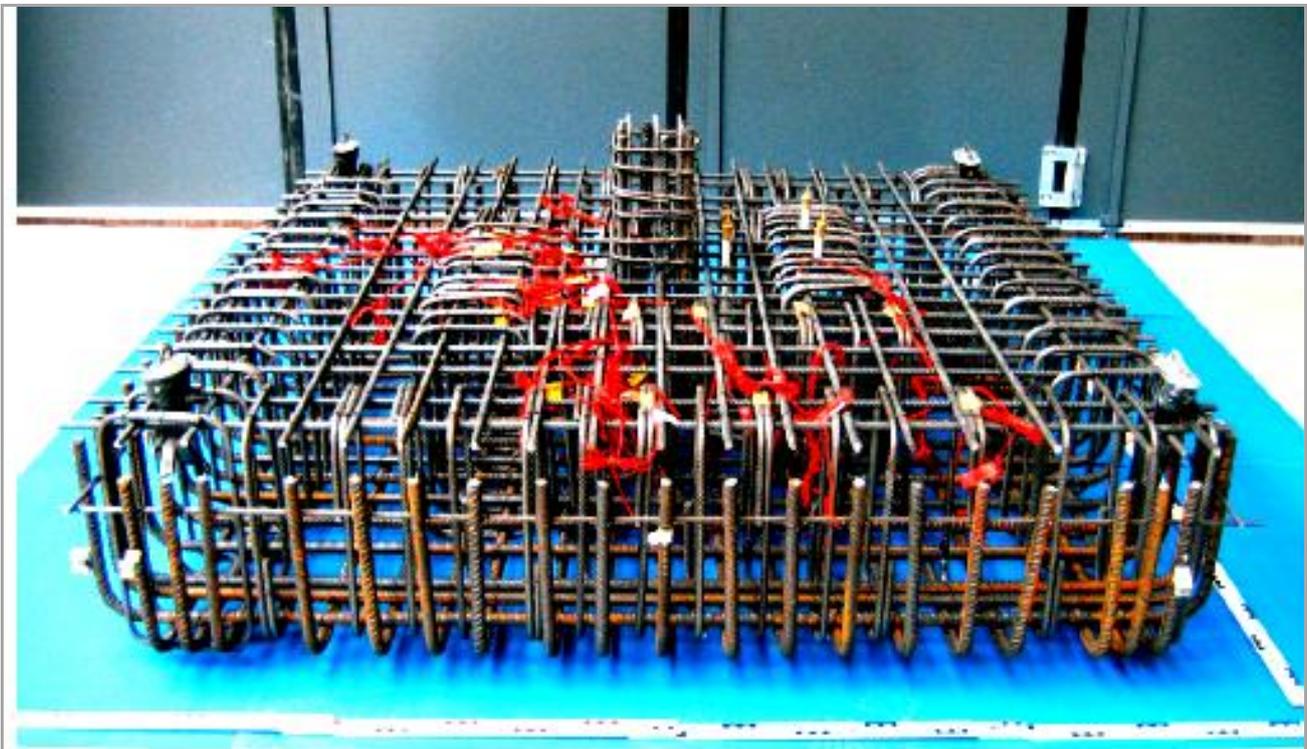
Technischen Hochschule Aachen

Influência da armadura de punção na configuração e na carga de ruptura

http://publications.rwth-aachen.de/record/51424/files/Ricker_Marcus.pdf



ARMADURA DE FLEXÃO



ARMADURA DE FLEXÃO + ARMADURA DE PUNÇÃO

SAPATA DF22 - CARGA DE RUPTURA = 240,5 ton

Influência da armadura de punção na configuração e na carga de ruptura

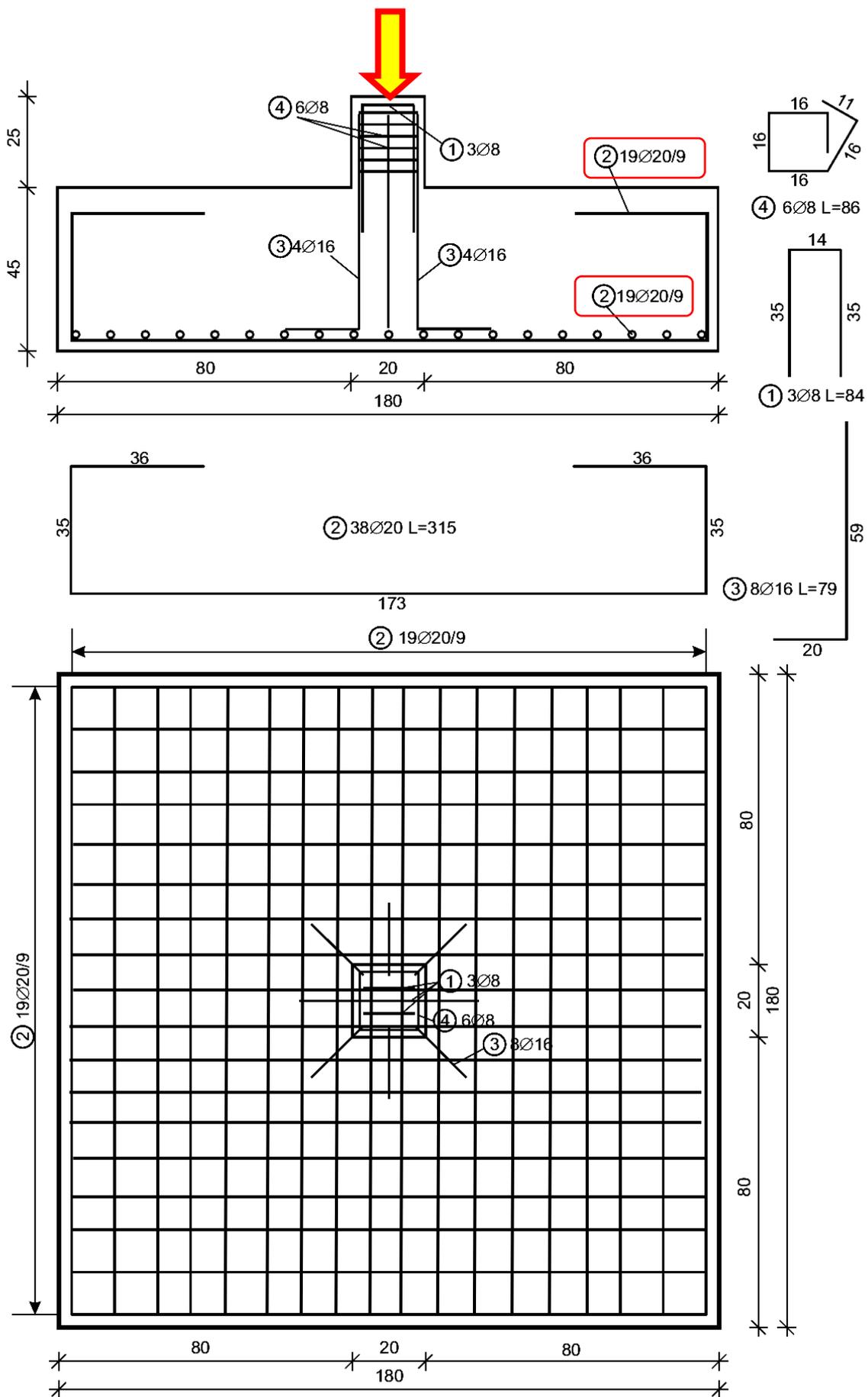


Bild B.21: Abmessungen und Bewehrung des Versuchskörpers DF22

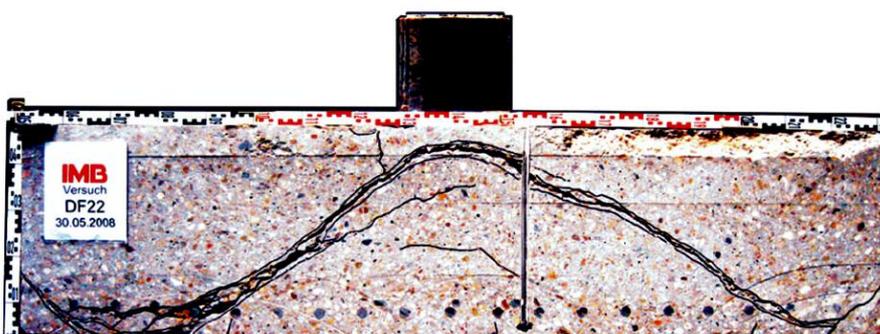


Bild B.44: Sägeschnitt DF22
SAPATA CORTADA APÓS A RUPTURA

RETRO-ANÁLISE DA SAPATA DF18

SAPATA DF18 - CARGA DE RUPTURA = 336,1 ton

Influência da armadura de punção na configuração e na carga de ruptura

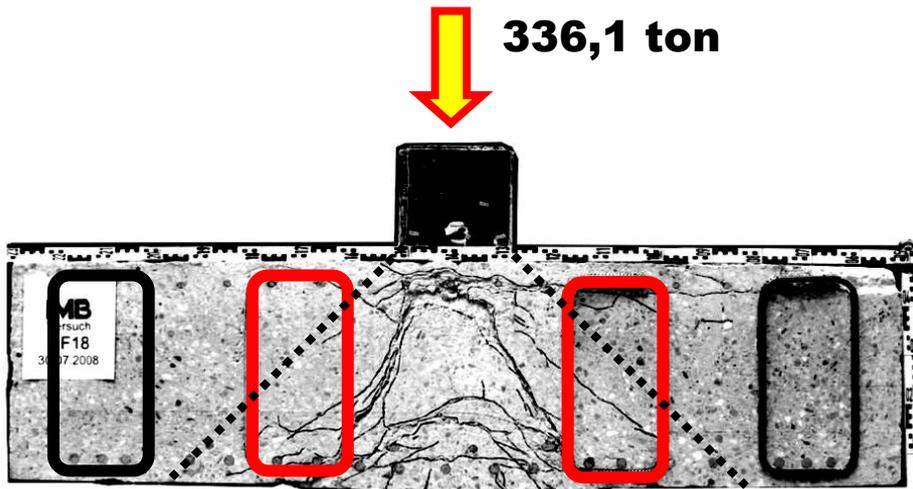


Bild B.40: Sägeschnitt DF18

CARGA RESISTIDA PELOS ESTRIBOS JUNTO DO PILAR

Tabelle 4.3: Zusammenstellung der Versuchskörperbewehrung

Ver- such (-)	d (mm)	c (mm)	c_{nom} (mm)	untere Bewehrung				obere Bewehrung				Reihen (-)	Durchstanzbewehrung				
				\varnothing (mm)	e (mm)	n_x, n_y (-)	ρ_l (%)	\varnothing (mm)	e (mm)	n_x, n_y (-)	ρ_l' (%)		\varnothing (mm)	s_0 (mm)	s (mm)	A_{sw} (mm ²)	
DF1	150	150	35	14	100	9, 9	1,03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DF2	150	150	35	14	100	9, 9	1,03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DF3	150	150	35	14	100	9, 9	1,03	8	100	9, 9	0,33	3	12 ^a	75	115	1356	
DF4	250	150	35	14	100	9, 9	0,62	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DF5	250	175	35	16	110	7 ^b , 7 ^b	0,80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DF6	395	200	35	20	90	13, 13	0,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DF7	395	200	35	20	90	15, 15	0,85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DF8	250	200	35	16	90	13, 13	0,87	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DF9	250	200	35	16	90	13, 13	0,87	12	90	13, 13	0,49	4	10 ^c	75	90	2827	
DF10	250	200	35	16	90	13, 13	0,87	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DF11	395	200	35	20	90	13, 13	0,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DF12	395	200	35	20	90	15, 15	0,85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DF13	395	200	35	20	90	19, 19	0,84	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DF14	295	200	35	20	120	11, 11	0,84	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DF15	470	200	35	25	120	11, 11	0,82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DF16	395	200	35	20	90	13, 13	0,86	12	90	13, 13	0,31	2	12 ^c	120	190	4510	
DF17	395	200	35	20	90	15, 15	0,85	12	90	15, 15	0,31	2	12 ^c	120	190	4510	
DF18	395	200	35	20	90	19, 19	0,84	12	90	17, 17	0,27	4	12 ^c	120	190	4510	
DF19	395	200	35	20	90	13, 13	0,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DF20	395	200	35	20	90	13, 13	0,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DF21	395	200	35	20	90	15, 15	0,85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
DF22	395	200	35	20	90	19, 19	0,84	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

^aStäbe unten und oben mit angeschweißter, runder Stahlplatte ($\varnothing = 45$ mm) verankert; ^bzusätzlich am Rand des Fundaments zwei Stäbe $\varnothing = 12$ mm angeordnet; ^cmit Winkelhaken geschlossene Bügel; d : statische Nutzhöhe; c : Stützenabmessung; c_{nom} : Betondeckung; \varnothing : Stabdurchmesser; e : Stababstand; n_x, n_y : Stabanzahl in x- bzw. y-Richtung; ρ_l, ρ_l' : Bewehrungsgrad der Biegezug- bzw. Biegedruckbewehrung; s_0 : Abstand der ersten Durchstanzbewehrungsreihe vom Stützenanschnitt; s : radialer Abstand der Bewehrungsreihen; A_{sw} : Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung pro Reihe

ARMADURA DE PUNÇÃO AO REDOR DO PILAR

40 ESTRIBOS DE 12 mm Aço 50

O aumento de carga de ruptura foi :

SAPATA DF22 - CARGA DE RUPTURA = 240,5 ton

SAPATA DF18 - CARGA DE RUPTURA = 336,1 ton

$$\Delta = 336,1 \text{ ton} - 240,5 \text{ ton} = 95,6 \text{ ton}$$

VERIFICAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO

Pilar $c = 20 \times 20 \text{ cm}$

Sapata $b = 180 \text{ cm} \times 180 \text{ cm}$; $c/b = 20\text{cm}/180\text{cm} = 0,11$

Pressão na base da sapata $= 336,1\text{t} / (1,80\text{m} \times 1,80\text{m}) = 103,7\text{t}/\text{m}^2 = 1,04\text{MPa}$

Do gráfico - $M \times (c/b)$ - obtemos :

Momento fletor no centro da sapata =

$$0,171 \times (p = 103,7\text{t}/\text{m}^2) \times (b = 1,8\text{m})^2 = 57,47 \text{ tm}/\text{m}$$

O concreto da sapata CF18 tinha no ensaio cilíndrico $f_c = 21,8 \text{ MPa}$

$$k_{md} = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{(1,0 \times 57,47\text{tm})}{1\text{m} \times (0,41\text{m})^2 \times \left(\frac{21,8\text{MPa}}{1,0}\right)} = 0,16 < 0,247 \text{ OK}$$

Tabela do Prof. Ernani Diaz / UFRJ

KMD	KX T'24	KZ T'50	EC1 T'60	T24 E'S	T50 ES	T60 EC2
0.150	0.245	0.902	-0.00324	2087.	4348.	5217.
*** 0.158	-2087.	-3630.	-3708.	-0.00177	0.01000	0.01147
	0.259	0.896	-0.00350	2087.	4348.	5217.
	-2087.	-3841.	-4181.	-0.00200	0.01000	0.01150
0.160	0.263	0.895	-0.00350	2087.	4348.	5217.
	-2087.	-3854.	-4218.	-0.00202	0.00981	0.01129
0.170	0.282	0.887	-0.00350	2087.	4348.	5217.

Armadura de tração na flexão

BARRAS de 20mm - f_y medido em ensaio $= 5,58 \text{ ton}/\text{cm}^2$

$$A_{s_{nec.}} = \frac{M_d}{z \times f_{yd}} = \frac{M_u}{z \times f_{yk}} = \frac{1,0 \times 57,47\text{tm}}{(0,895 \times 0,41\text{m}) \times \left(\frac{5,58\text{t}/\text{cm}^2}{1,0}\right)} = 28,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura existente: ferro 20mm cada 9cm =

$$3,14\text{cm}^2 \times (100\text{cm} / 9\text{cm}) = 35,5\text{cm}^2 > 28,1 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

OK pois a armadura de flexão não escoou e o concreto não rompeu a compressão na flexão.

A SAPATA CF18 não foi ensaiada na areia por ser muito grande.
 Foi usado o esquema abaixo

DETALHE DO ENSAIO

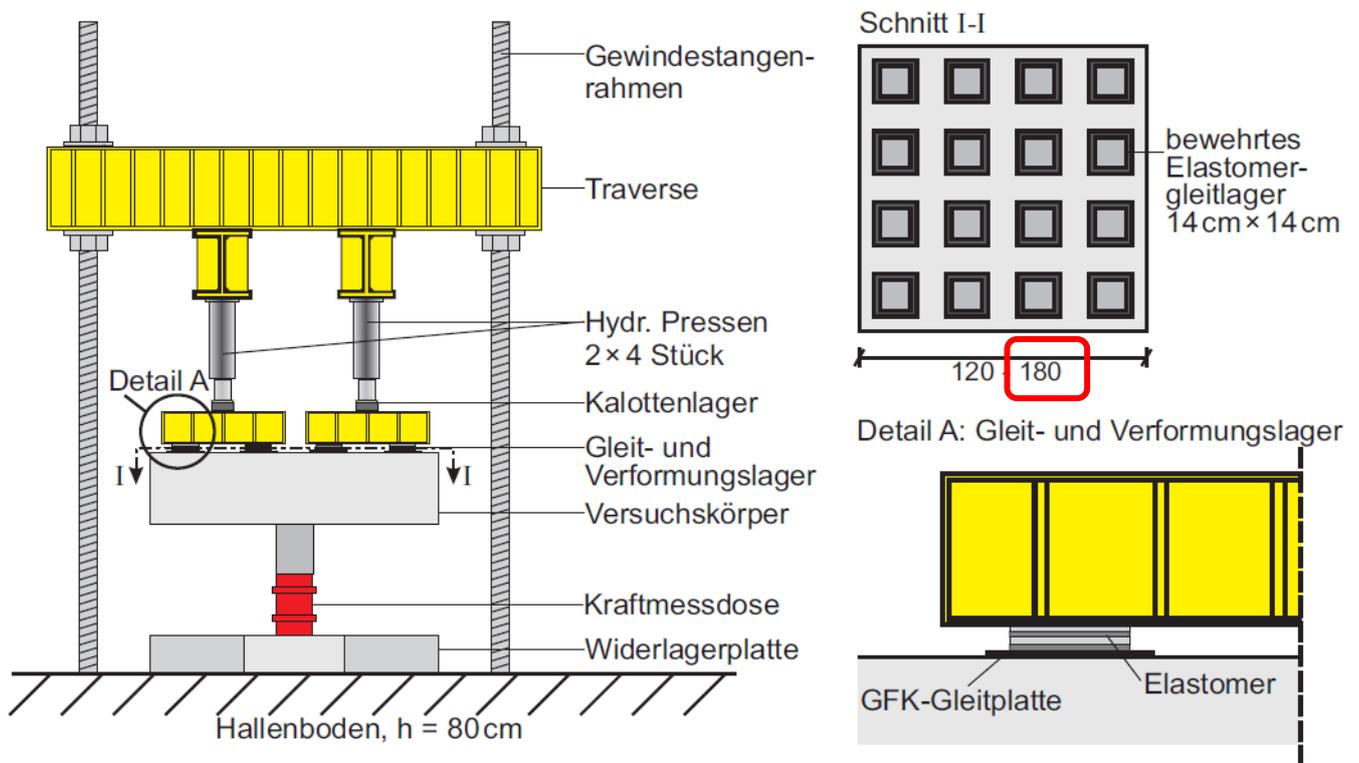
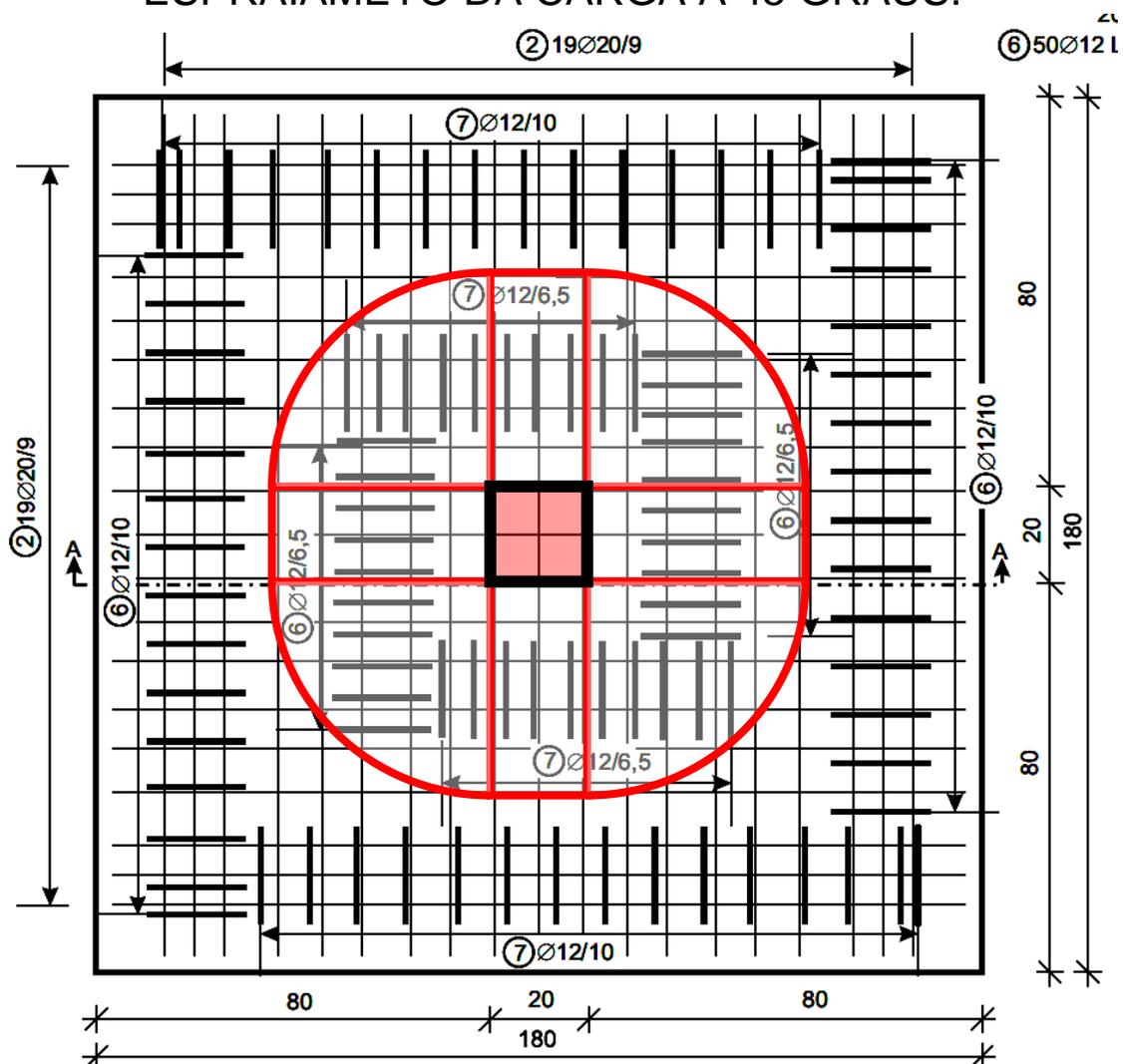
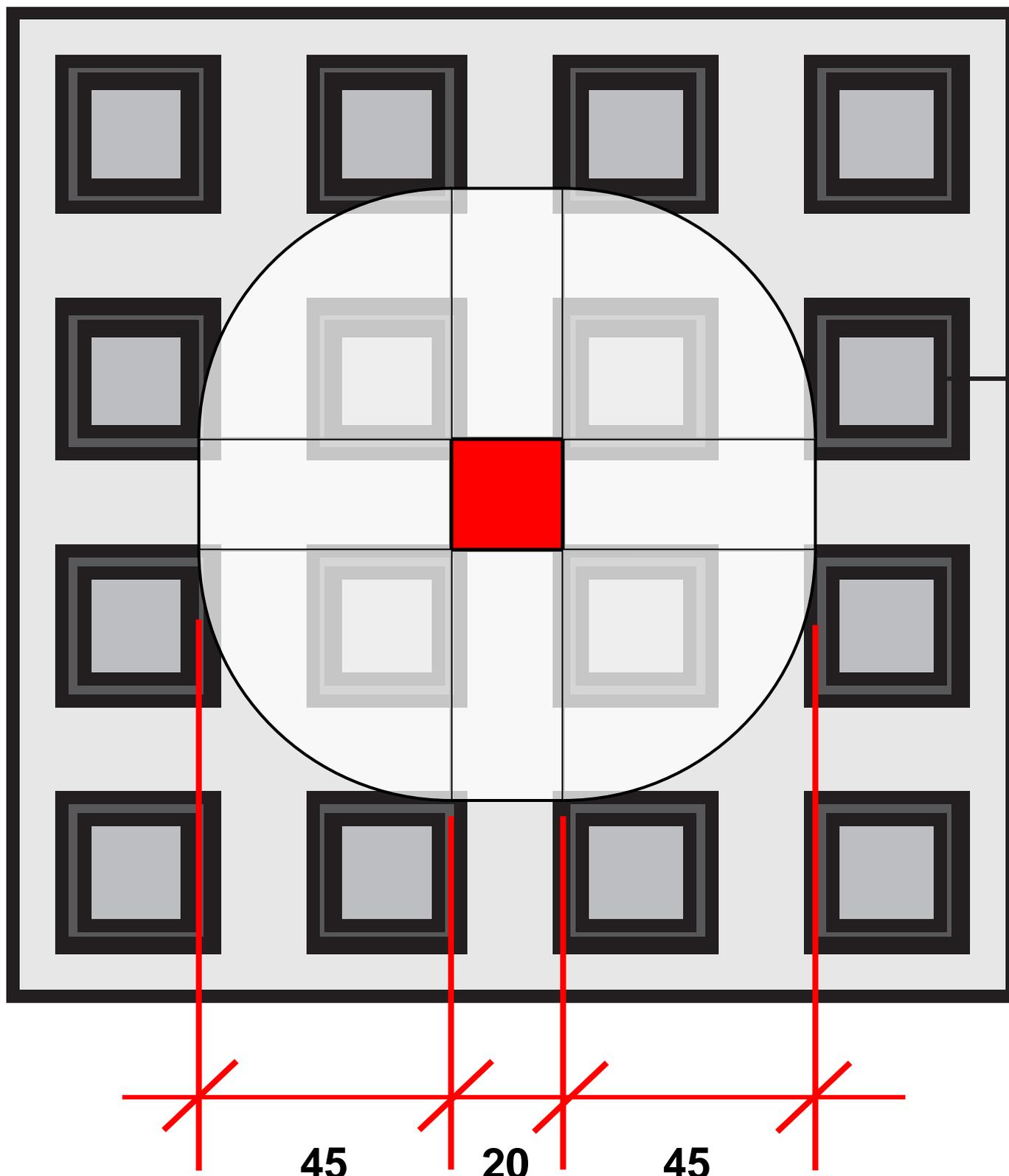


Bild 4.7: Versuchstand für Serie III

ESPRAIAMETO DA CARGA A 45 GRAUS.



CARGA FORA DO CONE DE PUNÇÃO = ?



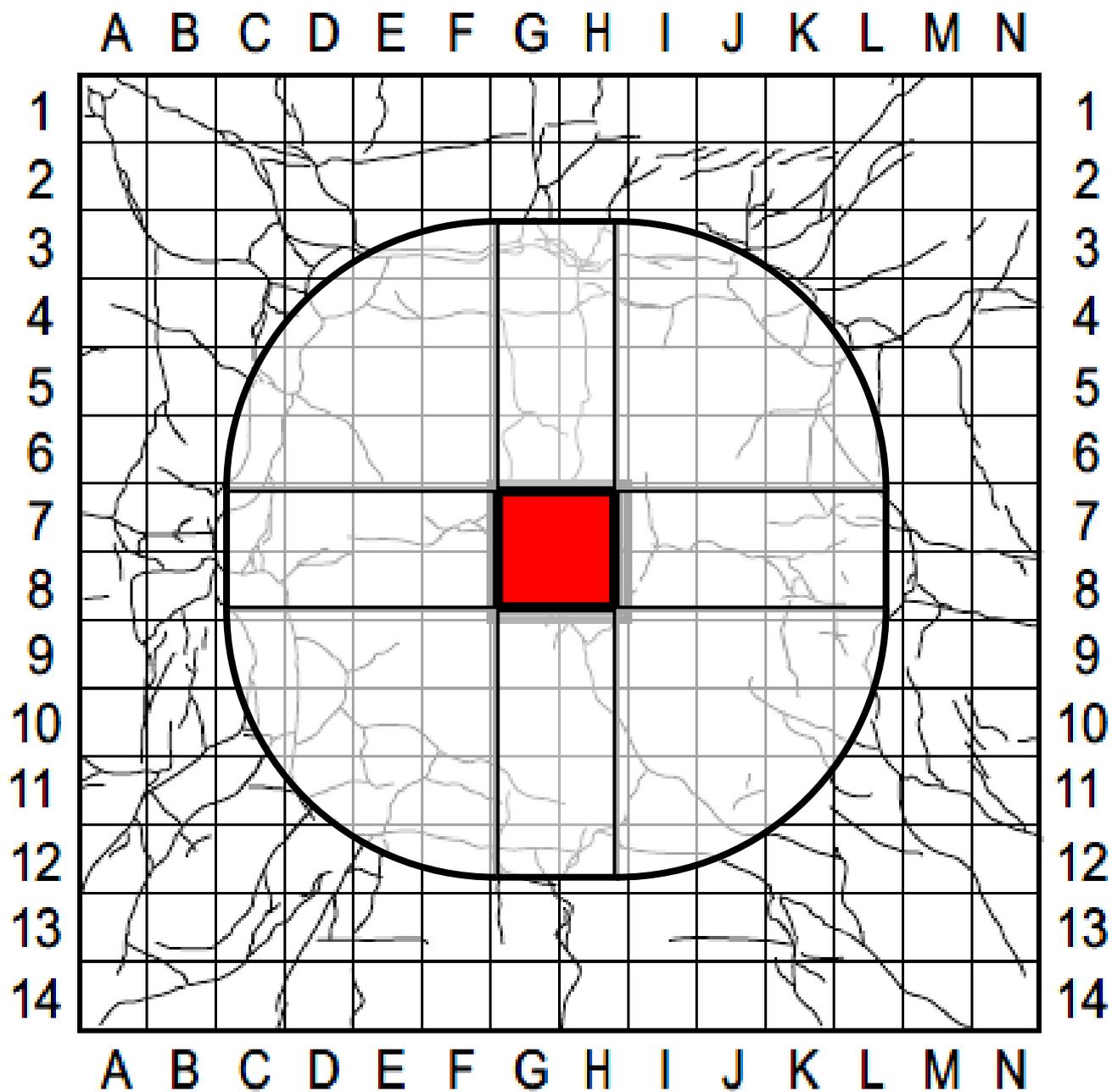
CONSIDERANDO O ESPRAIAMENTO DA CARGA A 45 GRAUS, OBSERVA-SE QUE A CARGA FORA DO CONE DE PUNÇÃO VALE :

$$V \text{ punção última} = (12 / 16) \times V \text{ total} =$$
$$V \text{ punção última} = (12 / 16) \times 336,1 \text{ ton} = 252,1 \text{ ton.}$$

$$\text{Área necessária de estribos de punção} = V \text{ punção última} / f_y =$$
$$= (252,1 \text{ ton} / 5,0 \text{ t/cm}^2) = 50,4 \text{ cm}^2$$

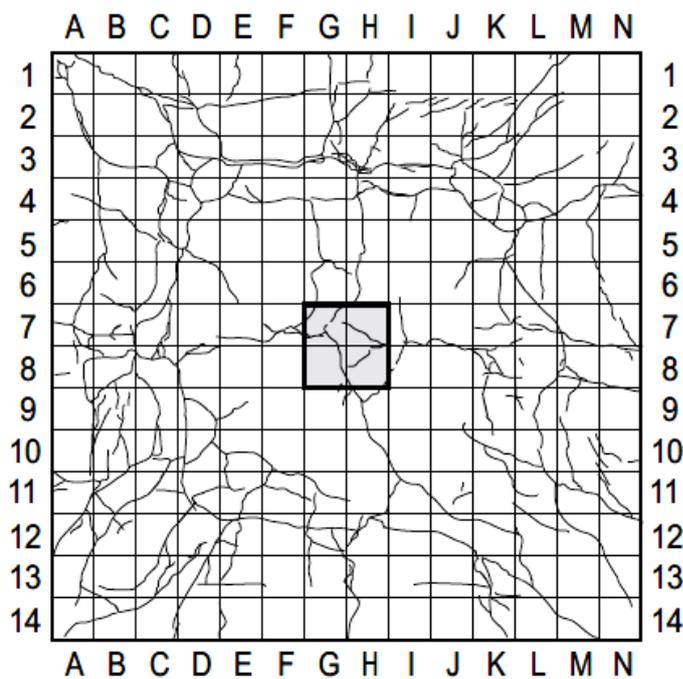
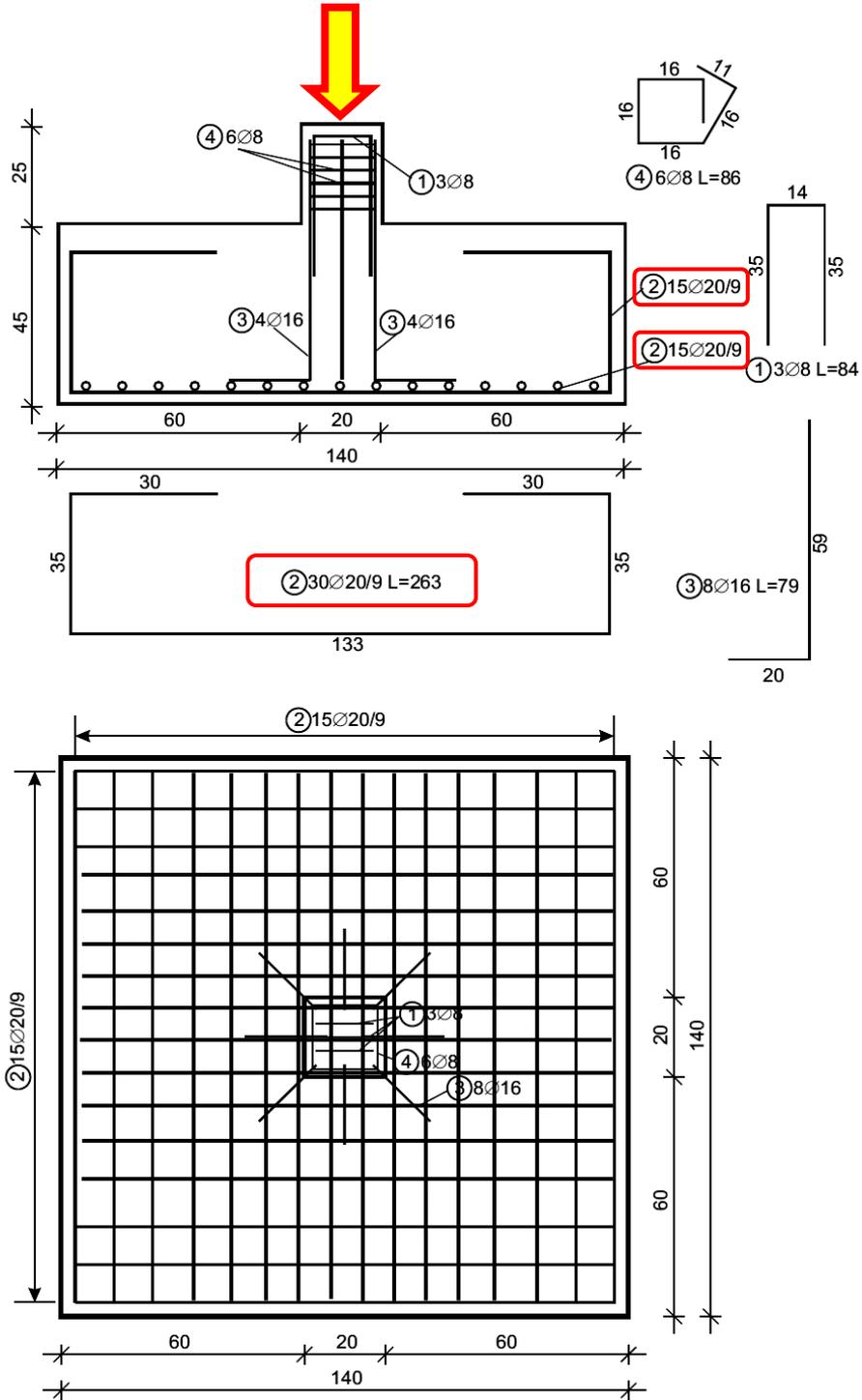
Área estribos existente = 40estribos x 2pernas x 1,13cm² = 90,4cm² OK
Os estribos não romperam e o cone de punção não rompeu.

FISSURAÇÃO X CONE DE PUNÇÃO



SAPATA DF12 - CARGA DE RUPTURA = 220,8 ton

Fissuração na face tracionada



SAPATA CORTADA APÓS A RUPTURA

REFERÊNCIAS

<http://infoscience.epfl.ch/record/116123/files/Muttoni08a.pdf>

<https://www.tekna.no/ikbViewer/Content/739007/doc-21-1.pdf>

<http://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/132148.pdf>

http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S1983-41952012000500005&script=sci_arttext

http://publications.rwth-aachen.de/record/51424/files/Ricker_Marcus.pdf

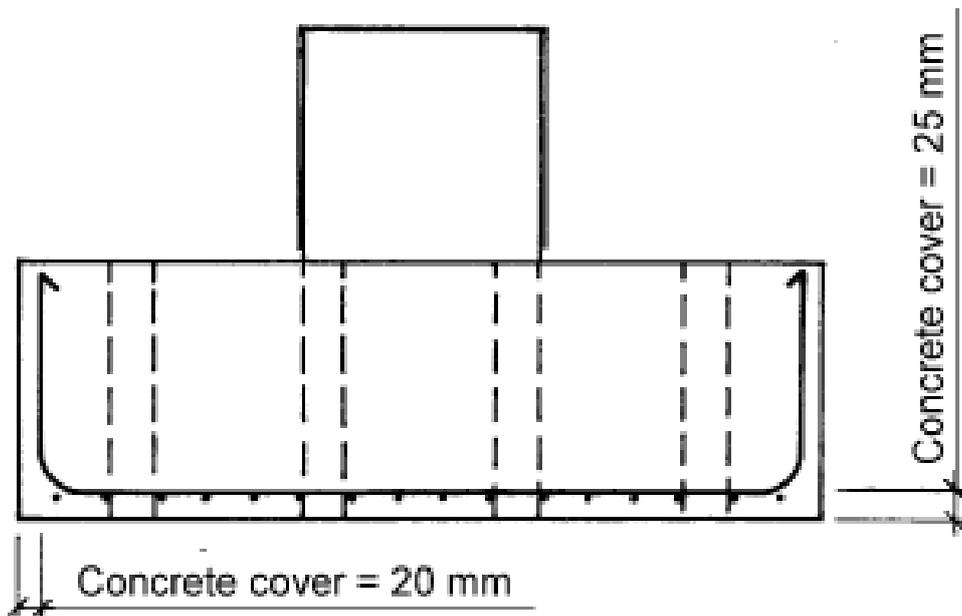
PUNCHING SHEAR TESTS ON COLUMN FOOTINGS

Mikael Hallgren, Dr.Techn., Research associate
Department of Structural Engineering
Royal Institute of Technology (KTH)
SE-100 44 Stockholm, Sweden
e-mail: mikhal@struct.kth.se

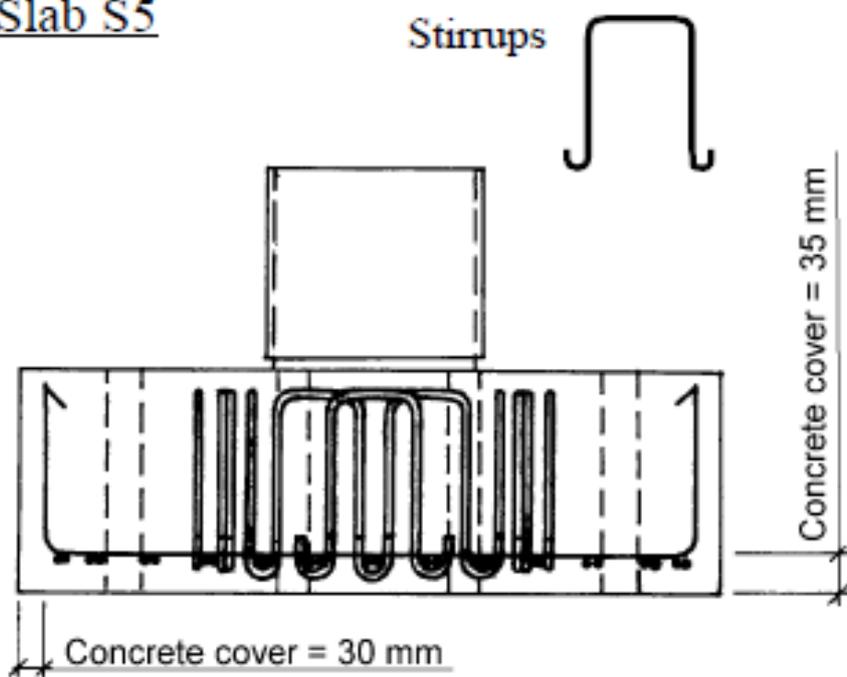
Sven Kinnunen, Dr.Techn., Professor em.
Department of Structural Engineering
Royal Institute of Technology (KTH)
SE-100 44 Stockholm, Sweden
e-mail: svenk@struct.kth.se

Birgitta Nylander, M.Sc.
Swedish National Road Administration
SE-781 87 Borlänge, Sweden

Slab S2



Slab S5



A-A

The shear crack propagated from the plane of the flexural reinforcement to the slab-column root at an angle of about 50° to 60° , measured between the shear crack and the horizontal plane. This is a considerably steeper angle than the shear crack angles observed in punching shear tests of more slender slabs, see e.g. /3/ and /4/.

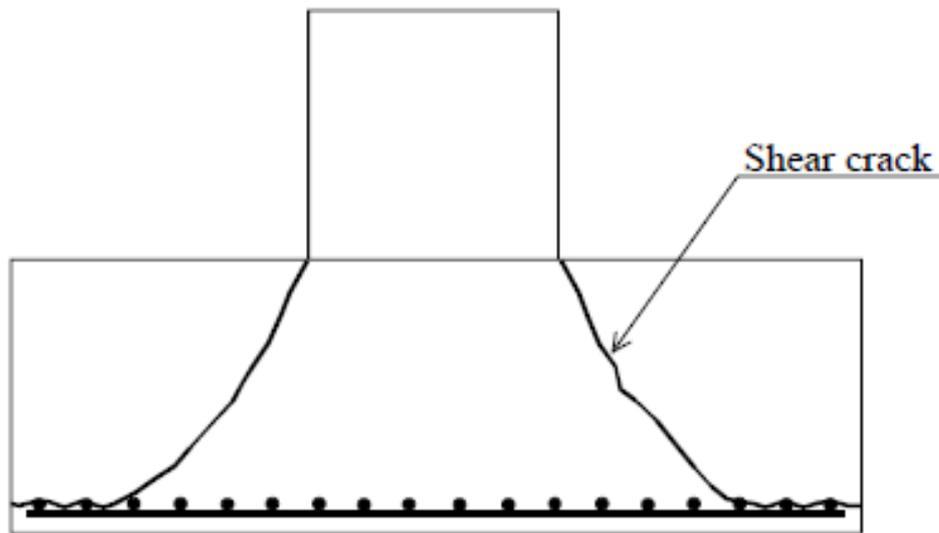


Figure 5 Typical profile of the failure surface

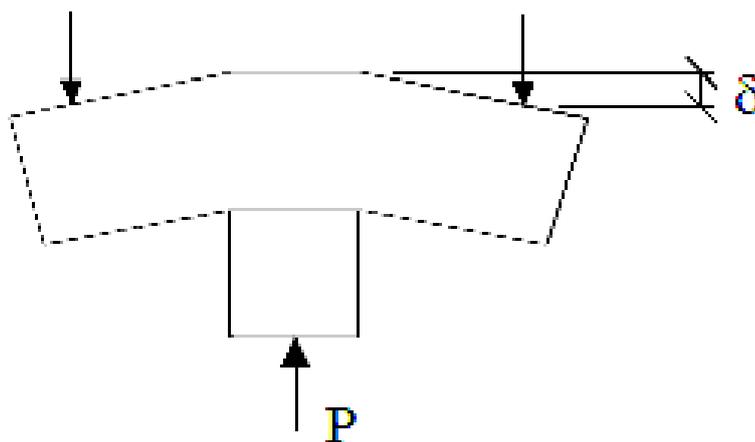
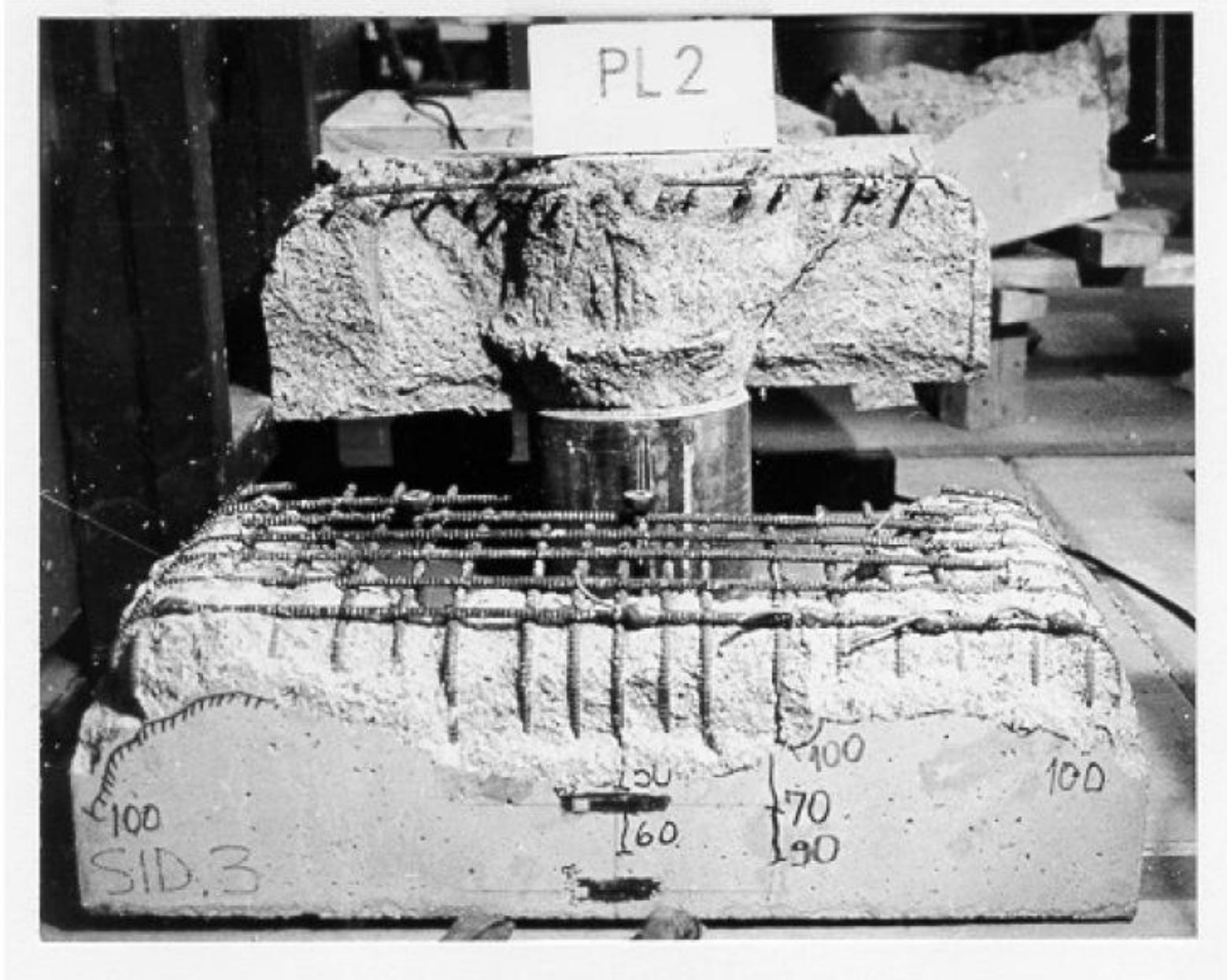
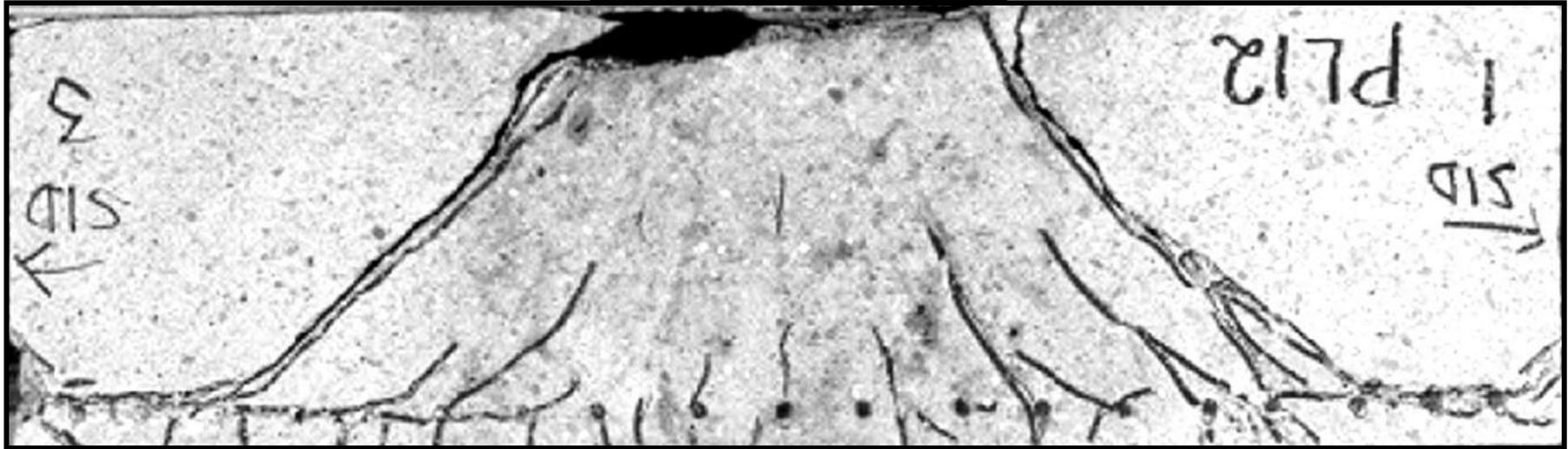


Figure 8 Definition of the load P and the deflection δ





3.2 Influence of the concrete strength

Figure 9 shows the load-deflection curves of the square slabs S1, S3, and S7. The definition of the load and the deflection is given in Figure 8. The slabs were identical in terms of shape, size, and reinforcement. The only difference was the concrete strength. The compressive cube strengths of concrete were 49.8, 37.2, and 18.0 MPa, respectively.

The curves in Figure 9 indicate an increase of the cracking load with increasing concrete strength, which would be expected. Furthermore, the ultimate load increases with increasing concrete strength. As the concrete strength was increased from 18 to 50 MPa, the ultimate load increased from 622 to 1363 kN, i.e. the load capacity was more than doubled. Hence, the concrete strength had a strong influence on the punching shear capacity. Actually, in the present test series, the concrete strength had the strongest influence of all variables.

$$v_u = \frac{P_u}{\pi \cdot B \cdot d} \quad (1)$$

where B is the diameter of the column stub. Thus, v_u is the formal ultimate shear stress in a cross section at a control perimeter with the radius $B/2$ from the slab centre.

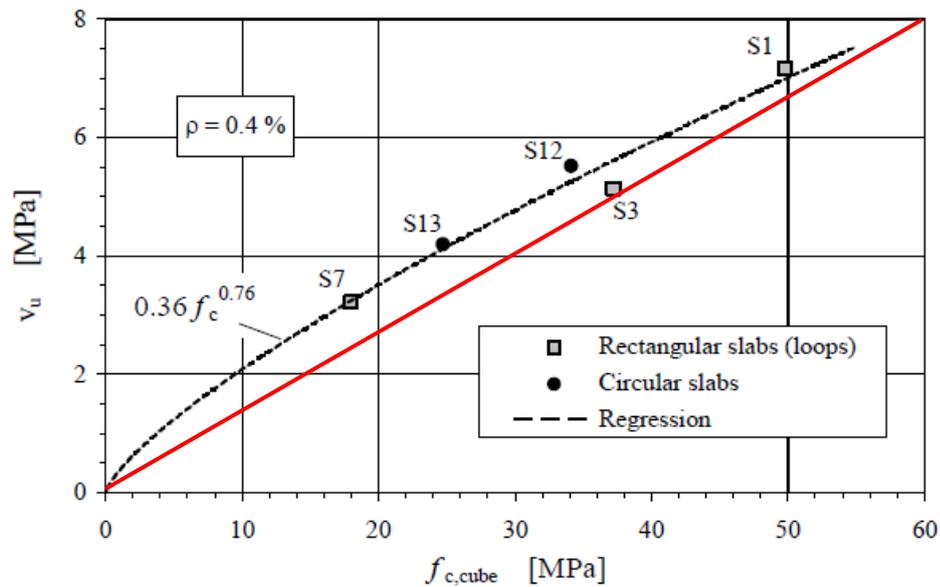
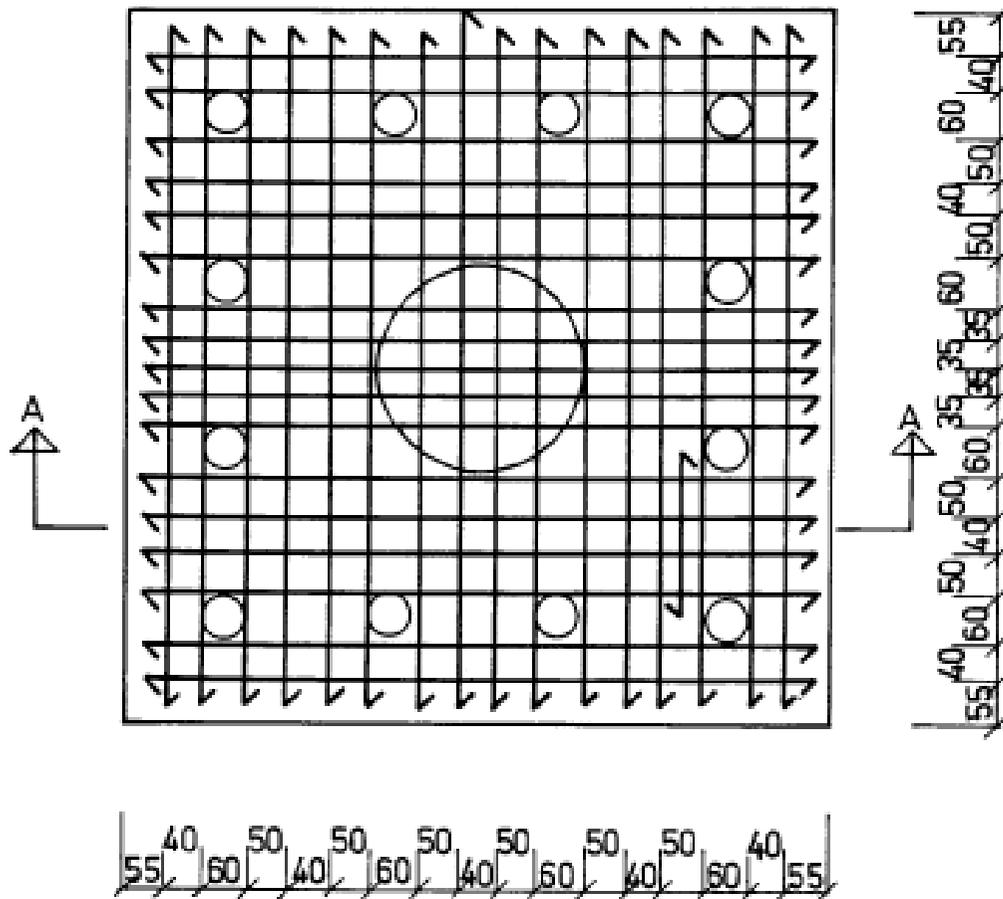
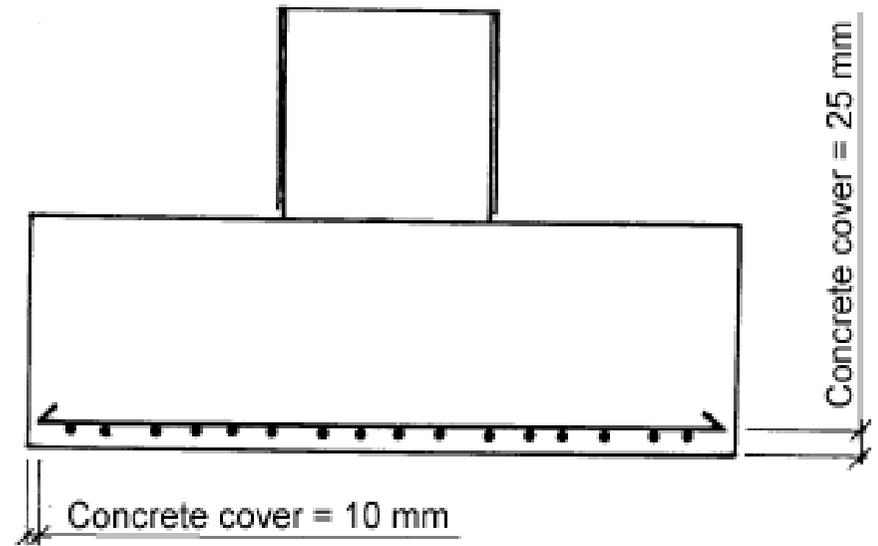


Figure 10 Punching shear strength v_u as function of the compressive cube strength $f_{c,cube}$

$$\tau_u = \frac{P_u}{\pi \times B \times d} = \frac{8}{60} \times f_{c,cube} = 0,133 f_{c,cube} = 0,156 f_{c,cylinder}$$



Slabs S9, S11, and S14



A - A

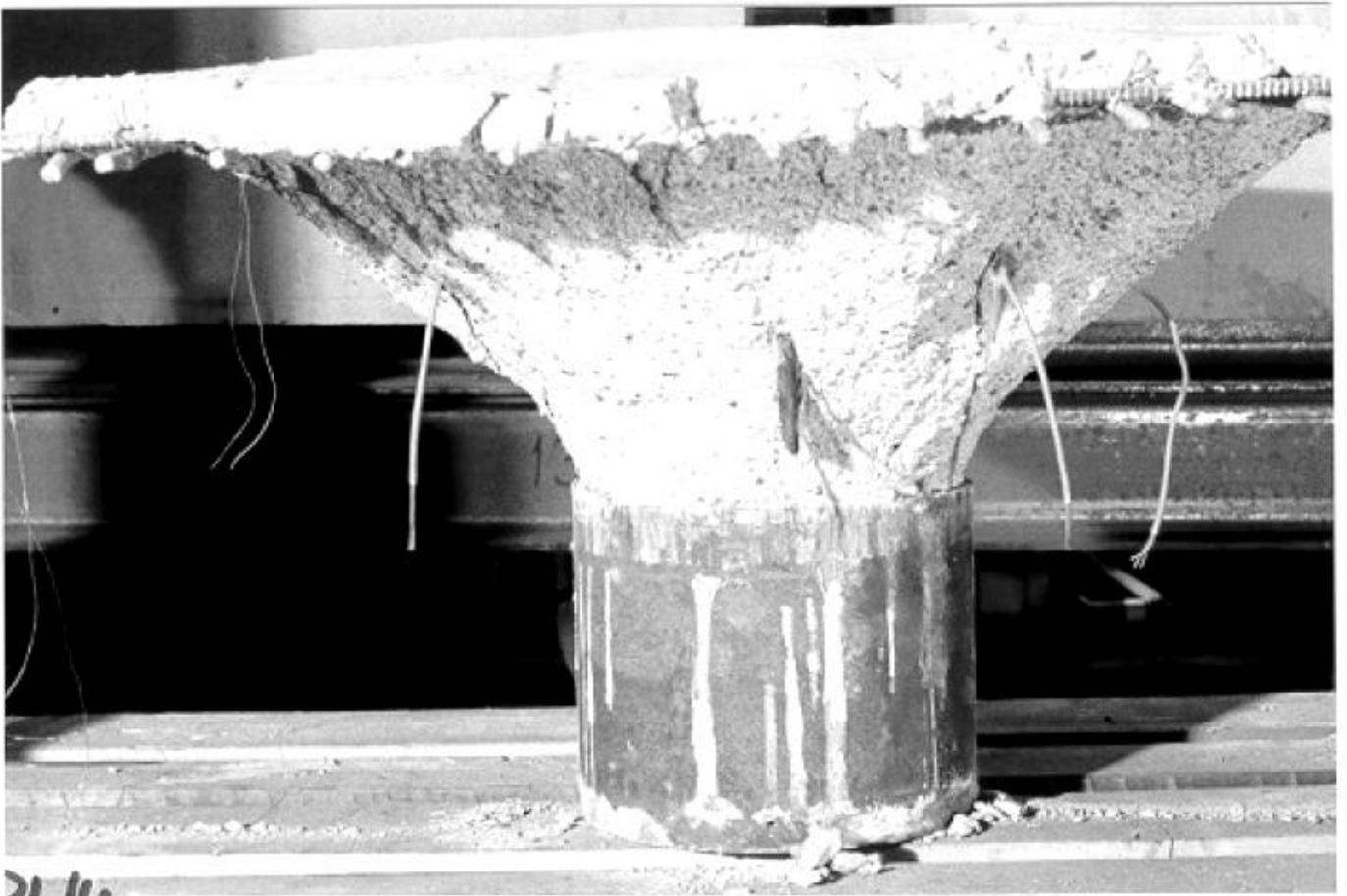
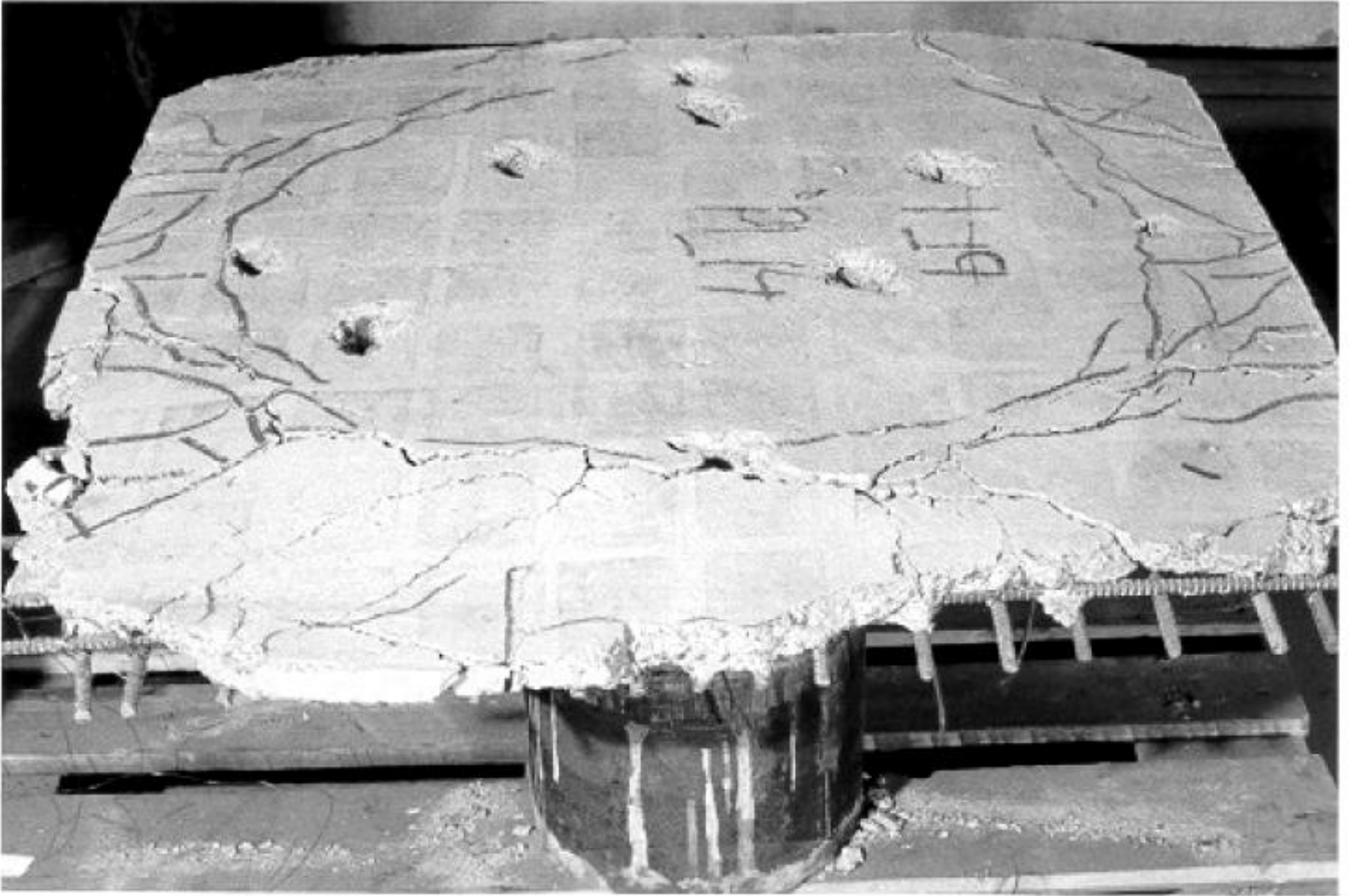


Figure 7 Photos of slab S14 after the test. The slab was loaded with a uniform surface load.

The normalised punching shear strength v_{nl} , according to Equation (2), increased with increasing reinforcement ratio, see Figure 12. A linear regression analysis gives that the normalised punching shear strength was proportional to the reinforcement ratio to the power of 0.30. This indicates that the reinforcement ratio has a small influence on the punching shear capacity of column footings.

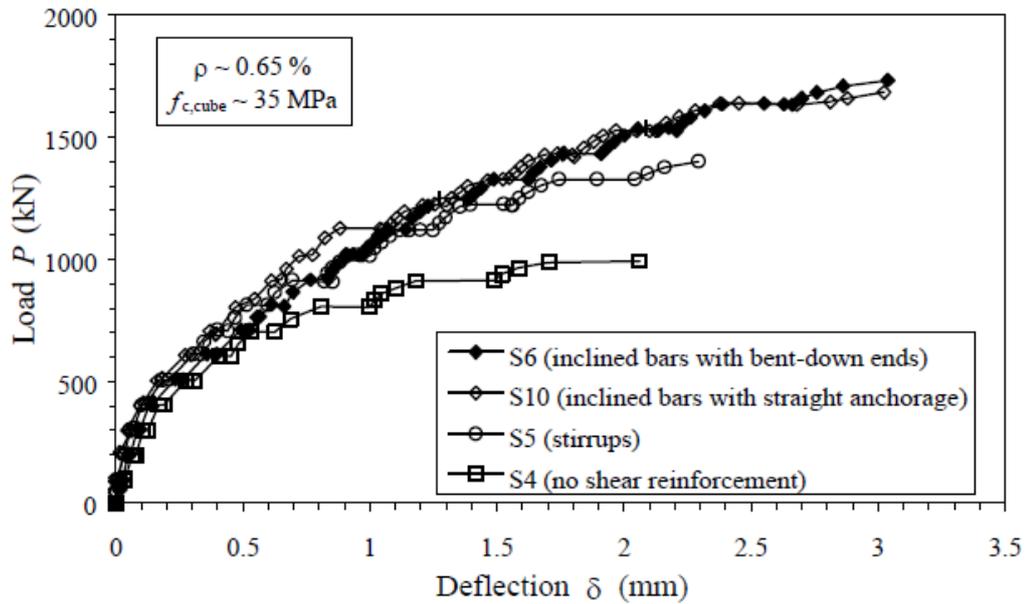
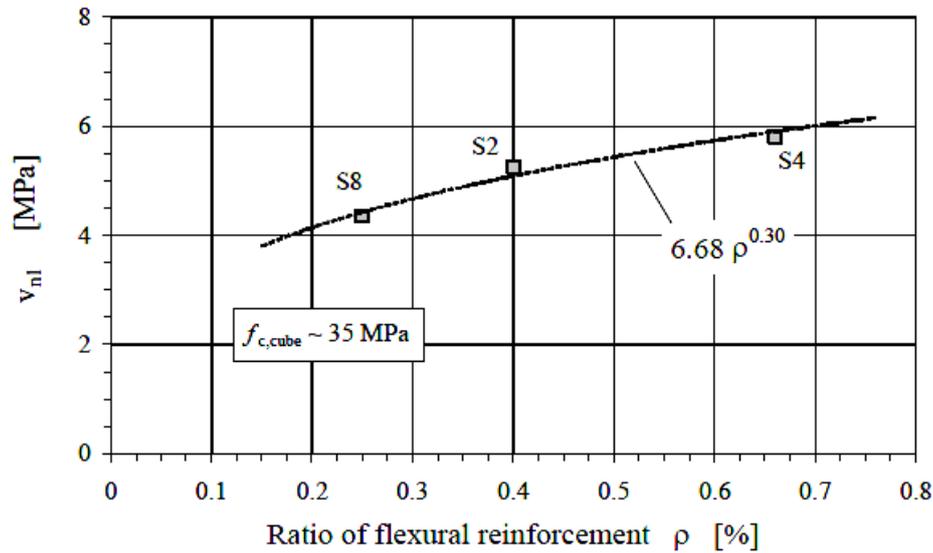


Figure 15 Load-deflection curves of slabs with various shear reinforcement

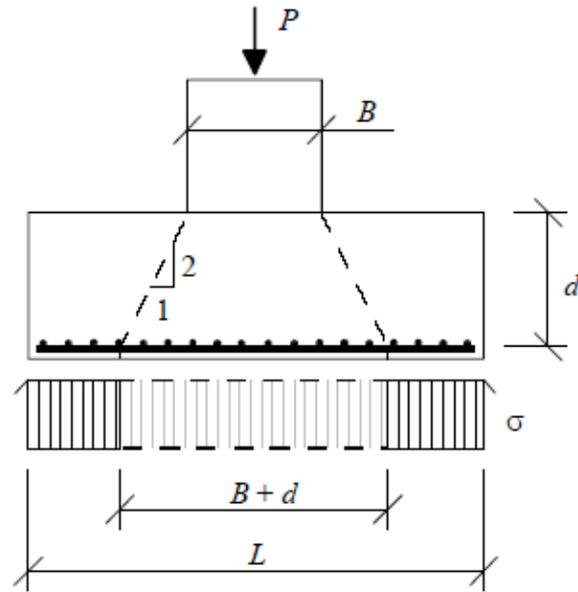


Figure 17 Reduction of the load according to BRO 94 /9/

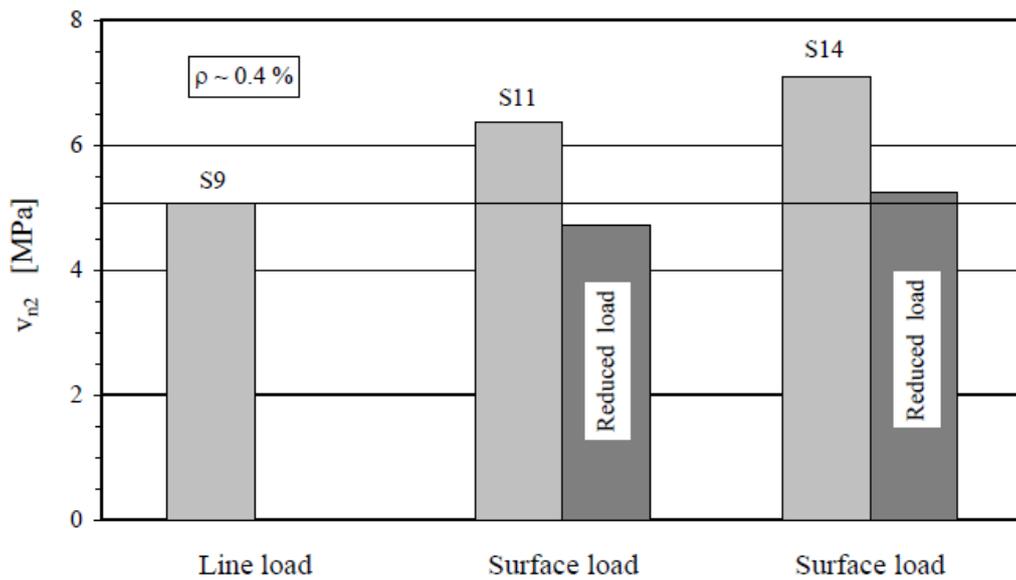


Figure 18 Normalised punching shear strength v_{n2} of slabs with various types of loading

$$v_{n2} = \frac{P_u}{\pi \cdot B \cdot d} \cdot \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{c, \text{cube}}} \right)^{0.76} \cdot \left(\frac{0.004}{\rho} \right)^{0.30}$$

4 CONCLUSIONS

The conclusions from the present investigation can be summarised by the following clauses:

- The angle of the punching shear crack observed in the tests of the column footings was about 50° to 60° , which is much steeper than the shear-crack slopes observed in previous tests on more slender slabs.
- The compressive strength of concrete had a strong influence on the punching shear strength of the column footings. The punching shear strength increased with compressive concrete strength at a higher rate than derived in previous investigations based on tests on more slender slabs.
- The punching shear strength of the column footings slightly increased with increasing ratio of flexural reinforcement. The influence of the reinforcement ratio on the punching shear strength was much smaller than that of the concrete strength.
- The type of anchorage of the flexural reinforcement, or the lack of it, did not have any significant influence on the punching shear strength of the column footings. However, the slabs provided with curved anchorage displayed more ductile post-peak behaviour.
- The column footings provided with shear reinforcement had about 35-55 percent higher punching shear strengths than the corresponding column footing without shear reinforcement.
- The column footings provided with shear reinforcement consisting of inclined bent-up bars had about 15 percent higher punching shear strengths than the corresponding footing provided with vertical stirrups. The footings with inclined bent-up bars had larger deflections at ultimate load than the footing with vertical stirrups.
- The type of anchorage of the inclined bent-up shear bars, i.e. with or without bent-down ends, did not influence the punching shear strength.
- The type of loading, i.e. uniform line loads or uniform surface loads, did not influence the punching shear strength.
- The shape of the footings, i.e. square or circular, did not influence the punching shear strength.

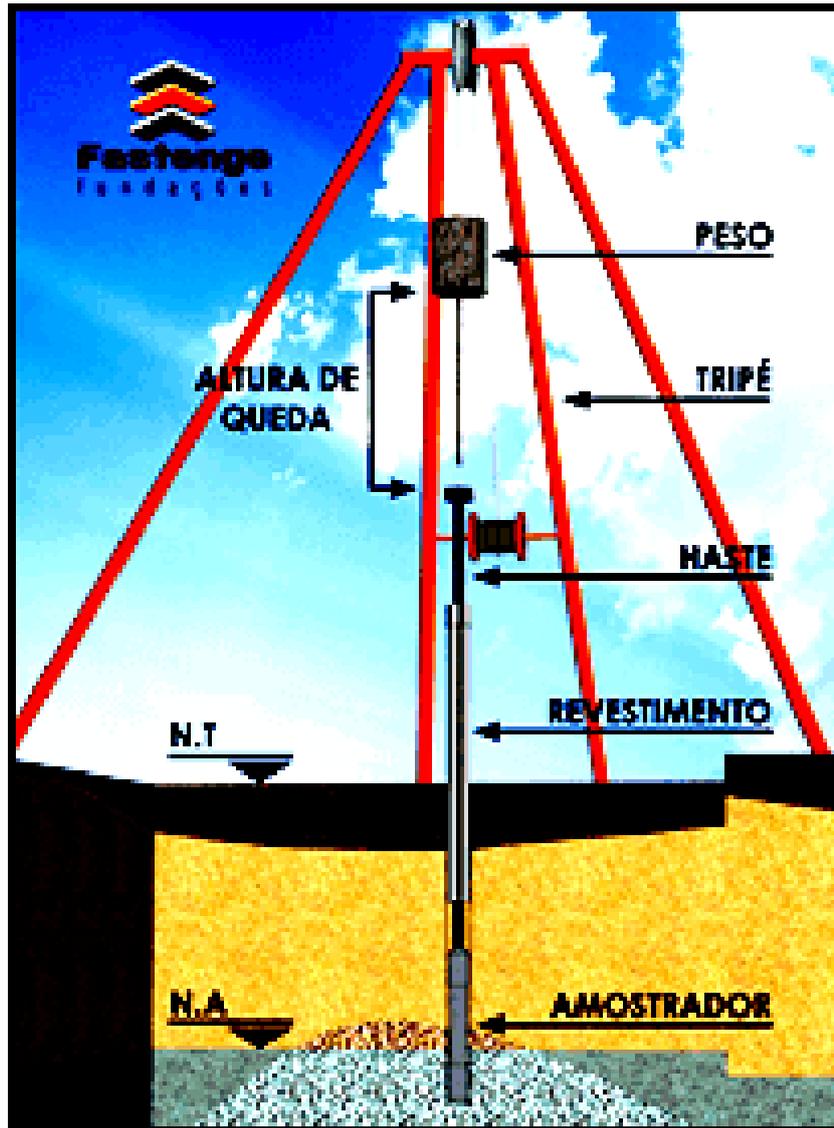
7 ACKNOWLEDGEMENTS

The present investigation was initiated by professors Henrik Nylander and Sven Kinnunen, and was supported financially by Vägverket (Swedish National Road Administration) and Stiftelsen Svensk Betongforskning (Swedish Council for Concrete Research). The research work was carried out by Miss Birgitta Nylander, MSc, and was supervised by Prof Kinnunen. The test program was planned jointly by the three persons mentioned above, together with Mr Werner von Olnhausen, MSc, and Dr Hans Ingvarsson at Vägverket. The present paper has been written primarily by Dr Mikael Hallgren, who made the analyses and evaluation of test results given in this paper. His work was supported financially by KTH (Royal Institute of Technology).

PARTE 2

SOLO DE FUNDAÇÃO

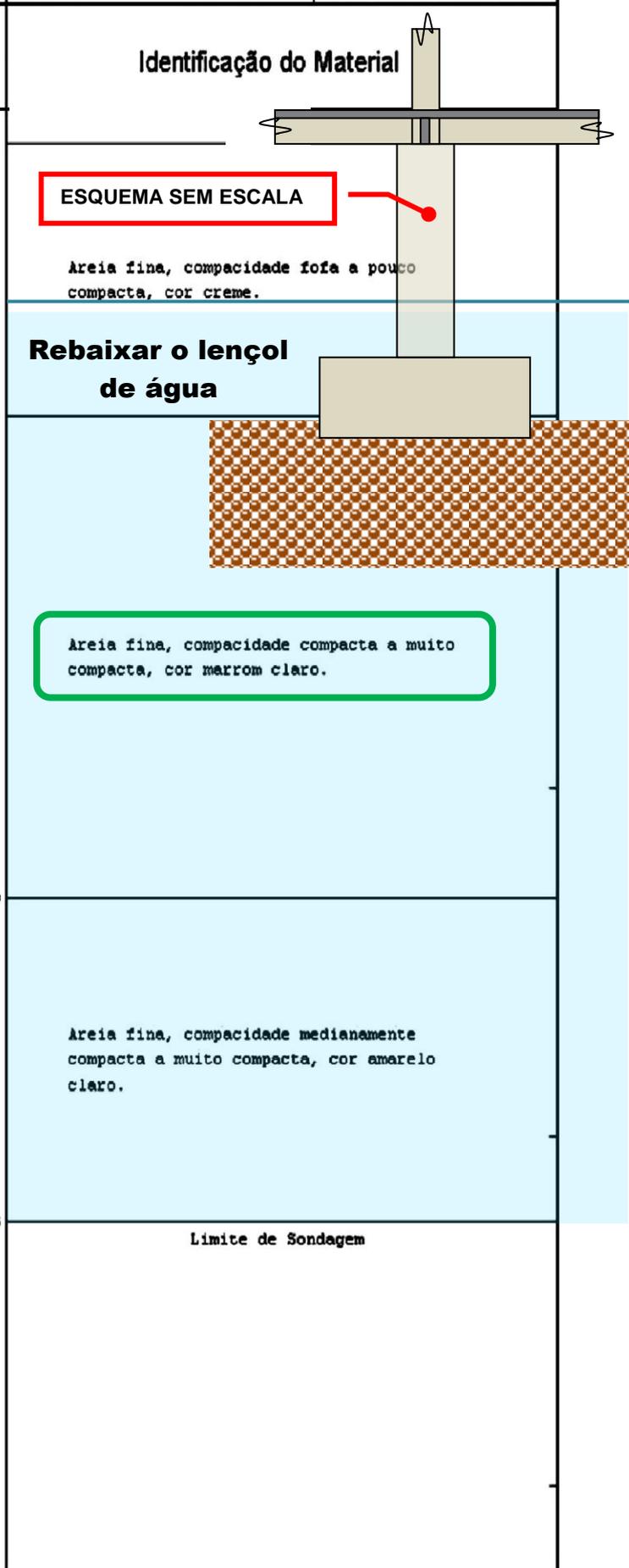
SONDAGEM GEOTÉCNICA



Obra: Campo Experimental DEC
 Local: Campus da UFS - São Cristóvão/SE
 Cliente: GEOTEC - Consultoria e Serviços Ltda

Furo: SPT - T-01
 Cota do RN: 10,00
 Início: 23/11/05
 Término: 24/11/05
 Peso Balante: 65,00 kg
 Altura de Queda: 75,00 cm
 Revestimento: 7,60 cm
 Amostrador: 5,10 e 3,50 cm

Cotas (m)	Nível d'água	Amostra e Revest. (Avanço)	Penetração Torque(kgf x m)		Gráfico de Resistência Nº de Golpes x 30 cm					Prof. (m)
			30 cm (Inicial)	30 cm (Final)	0	10	20	30	40	
9,22	XXX		04	05						0
		01	Max: 0	Res: 3						1
		02	05	06						2
			Max: 0	Res: 4						3
7,0	25/11/05	03	03	03						4
			Max: 0	Res: 3						5
		04	03	05						6
			Max: 0	Res: 4						7
		05	19	39						8
			Max: 0	Res: 18						9
		06	28	44						10
			Max: 0	Res: 24						11
		07	17	23						12
			Max: 0	Res: 20						13
		08	16	22						14
			Max: 0	Res: 19						15
		09	19	25						16
			Max: 0	Res: 21						17
		10	16	21						18
			Max: 0	Res: 18						19
		11	17	24						20
			Max: 0	Res: 20						21
		12	45	60/25						22
			Max: 0	Res: 29						23
		13	18	28						24
			Max: 0	Res: 25						25
		14	23	36						26
			Max: 0	Res: 27						27
		15	09	13						28
			Max: 0	Res: 12						29
-8,23	XXX	16	11	19						30
			Max: 0	Res: 28						31



NBR 6122

6 Fundações superficiais

6.1 Generalidades

O dimensionamento das fundações superficiais pode ser feito de duas maneiras **com o conceito de pressão admissível**, ficando válidos o disposto em 6.2, 6.3 e 6.4, ou com conceitos de coeficientes de segurança parciais, aplicando-se o prescrito em 5.6.

6.2 Pressão admissível

Devem ser considerados os seguintes fatores na determinação da pressão admissível:

- a) profundidade da fundação;
- b) dimensões e forma dos elementos de fundação;
- c) características das camadas de terreno abaixo do nível da fundação;
- d) lençol d'água;
- e) modificação das características do terreno por efeito de alívio de pressões, alteração do teor de umidade ou ambos;
- f) características da obra, em especial a rigidez da estrutura;
- g) recalques admissíveis, definidos pelo projetista da estrutura.

...

...

6.2.1.4 Métodos empíricos

São considerados métodos empíricos aqueles que pelos quais se chega a uma pressão admissível com base na descrição do terreno (classificação e determinação da compactidade ou consistência através de investigações de campo e/ou laboratoriais).

Esses métodos apresentam-se usualmente sob formas de tabelas de pressões básicas conforme a **Tabela 4**, onde os valores fixados servem para orientação inicial.

Tabela 4

Classe	Descrição	Valores (MPa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	ver nota c)
4	Solos granulares concrecionados – conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhosos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltes duros (muitos compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes médios (medianamente compactos)	0,1

Notas:

- a) Para a descrição dos diferentes tipos de solo, seguir as definições da NBR 6502.**
- b) No caso de calcário ou qualquer outra rocha cárstica, devem ser feitos estudos especiais.**
- c) Para rochas alteradas ou em decomposição, têm que ser levados em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição ou alteração.**
- d) Os valores da Tabela 4, válidos para largura de 2m, devem ser modificados em função das dimensões e da profundidade das fundações conforme prescrito em 6.2.2.5, 6.2.2.6 e 6.2.2.7.**

(VER ANEXO 01 NO FINAL)

NBR6122

6.2.2.5 Prescrição especial para solos granulares

Quando se encontram abaixo da cota da fundação até uma profundidade de duas vezes a largura da construção apenas solos das classes 4 a 9, a pressão admissível pode ser corrigida em função da largura B do corpo da função da seguinte maneira:

- no caso de construções não sensíveis a recalques, os valores da Tabela 4, válidos para a largura de 2 m, devem ser corrigidos proporcionalmente à largura, limitando-se a pressão admissível a $2,5 \sigma_0$ para uma largura maior ou igual a 10m;
- no caso de construções sensíveis a recalques, deve-se fazer uma verificação do eventual efeito desses recalques, quando a largura for superior a 2 m, ou manter o valor da pressão admissível conforme fornecido pela Tabela 4. Para larguras inferiores a 2 m continua valendo a redução proporcional, conforme indicado na Figura 1.

6.2.2.6 Aumento da pressão admissível com a profundidade

Para os solos das classes 4 a 9, as pressões conforme a Tabela 4 devem ser aplicadas quando a profundidade da fundação, medida a partir do topo da camada escolhida para seu assentamento, for menor ou igual a 1 m. Quando a fundação estiver a uma profundidade maior e for totalmente confinada pelo terreno adjacente, os valores básicos da Tabela 4 podem ser acrescidos de 40% para cada metro de profundidade além de 1 m, limitado o dobro do valor fornecido por esta Tabela.

Nota:

- Em qualquer destes casos, pode-se somar à pressão calculada, mesmo àquela que já tiver sido corrigida conforme disposto em 6.2.2.6, o peso efetivo das camadas de solo sobrejacentes, desde que garantida sua permanência.
- Os efeitos a que se referem o disposto em 6.2.2.5 e 6.2.2.6 não podem ser considerados cumulativamente se ultrapassarem o valor $2,5 \sigma_0$

6.2.2.7 Prescrição especial para solos argilosos

Para solos das classes 10 a 15, as pressões conforme a Tabela 4 devem ser aplicadas a um elemento de fundação não maior que 10 m². Para maiores áreas carregadas ou na fixação da pressão média admissível sob um conjunto de elementos de fundação (ou a totalidade da construção), devem-se reduzir os valores da Tabela 4, de acordo com a equação abaixo:

$$\sigma_{adm} = \sigma_0 (10/S)^{1/2} ; \text{ onde: } \sigma_0 = \text{pressões básicas} ; S = \text{área total da parte considerada ou da construção Inteira, em m}^2$$

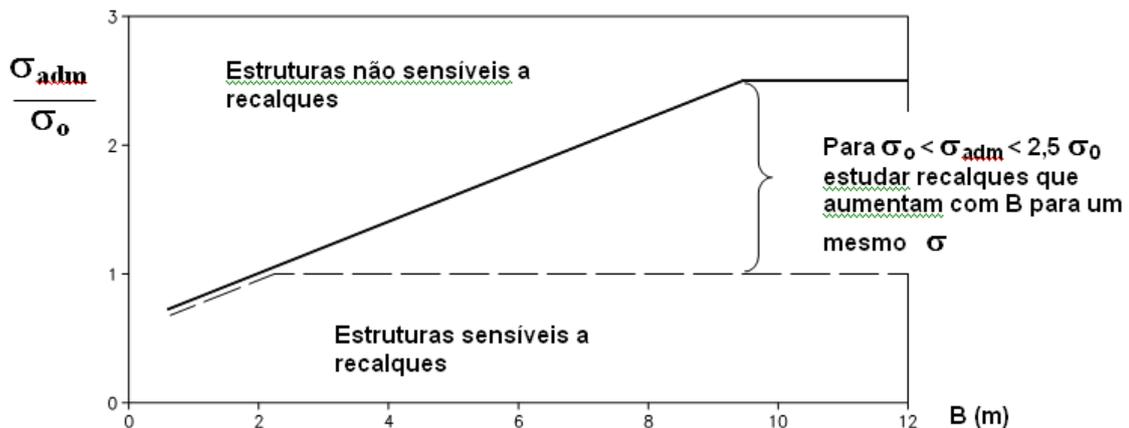


Figura 1 – Valores de σ_{adm} em função da largura B da sapata

PARTE 3

DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS

As etapas do dimensionamento de uma sapata são :

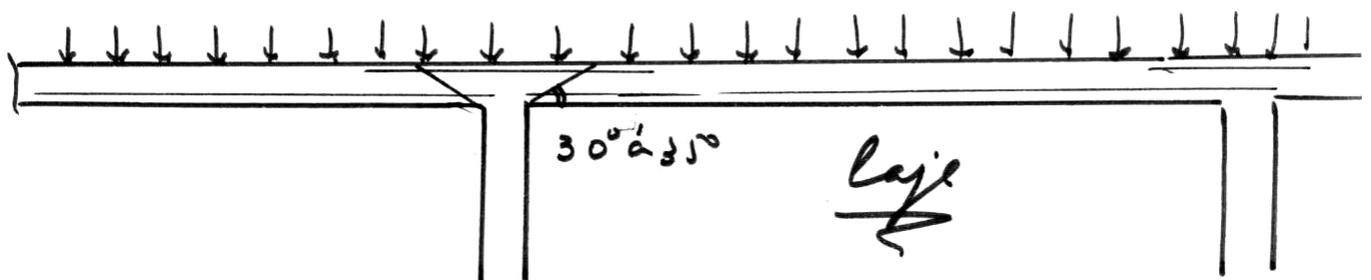
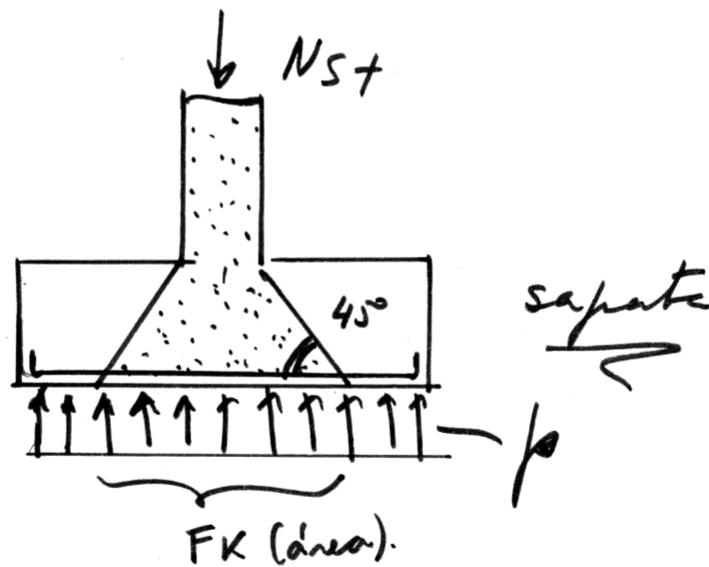
- 1. Cálculo estrutural para a determinação da carga no pilar.**
- 2. Sondagem geotécnica para determinar qual o solo, qual a profundidade em que dever ser assente a sapata e qual a tensão admissível do solo de fundação nessa profundidade..**
- 3. Determinação da área da sapata usando as informações dos itens 1 e 2.**
- 4. Estimar a espessura da sapata, em geral para que não seja necessária armadura de punção.**
- 5. Calcular a armadura de flexão da sapata.**
- 6. Calcular a armadura de punção, se necessária. Caso realmente não seja necessária, usar uma armadura mínima de punção.**
- 7. Calcular a armadura para a faces da sapata para evitar fissuras devidas à retração térmica ou hidráulica do concreto.**
- 8. Execução : Cuidar para que o concreto seja bem dosado, bem misturado, bem lançado e vibrado, e finalmente bem curado.**
- 9. Todos os ensaios de sapatas mostram que a qualidade do concreto da sapata tem grande influência na resistência da sapata.**

Sapata - PUNÇAS

Observou-se em ensaios (Stuttgart), que o ângulo do tronco de cone de punças é de cerca de 45°.

Nas lajes injunções esse ângulo era de 30° a 35°.

Isto se deve a que uma grande parte de carga atua diretamente no tronco de cone.



O cortante para verificações de juntas seria.

$$\bar{Q}_R = N - F_K \cdot p.$$

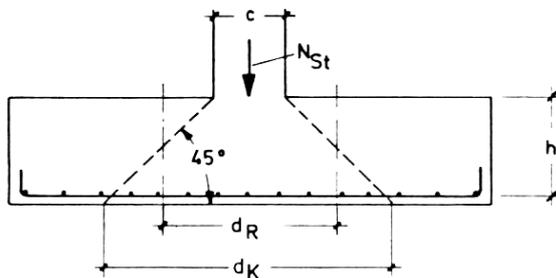
$$F_K = \frac{\pi d_K^2}{4}$$

N = força no pilar.

F_K = área da base do tronco de cone com $\alpha = 45^\circ$.

p = pressão uniforme no solo.

$$\bar{Q}_R = N_{St} - F_K \cdot p \quad \tau_R = \frac{\bar{Q}_R}{\pi d_R \cdot h}$$



$$\tau_R = \frac{\bar{Q}_R}{\pi d_R \cdot h} \quad \text{com} \quad d_R = c + h \quad (\text{pilar circular})$$

$$\pi d_R \cdot h$$



$$d_R = 1,13 c + h \quad (\text{pilar quadrado})$$



$$d_R = 1,13 \sqrt{c \cdot t} + h \quad (\text{pilar retangular})$$

$$d_K = d_R + h$$

Exemplo

Pilar com 55cm x 55cm com $N_k = 320 \text{ t}$

Tensão admissível no solo = 0.4 MPa (NBR 6122 para areia compacta)

Área da base da sapata = $320 \text{ t} / 0,4 \text{ MPa} = 8\text{m}^2 = 2,8\text{m} \times 2,8\text{m}$

Altura da sapata = ?

Puncção

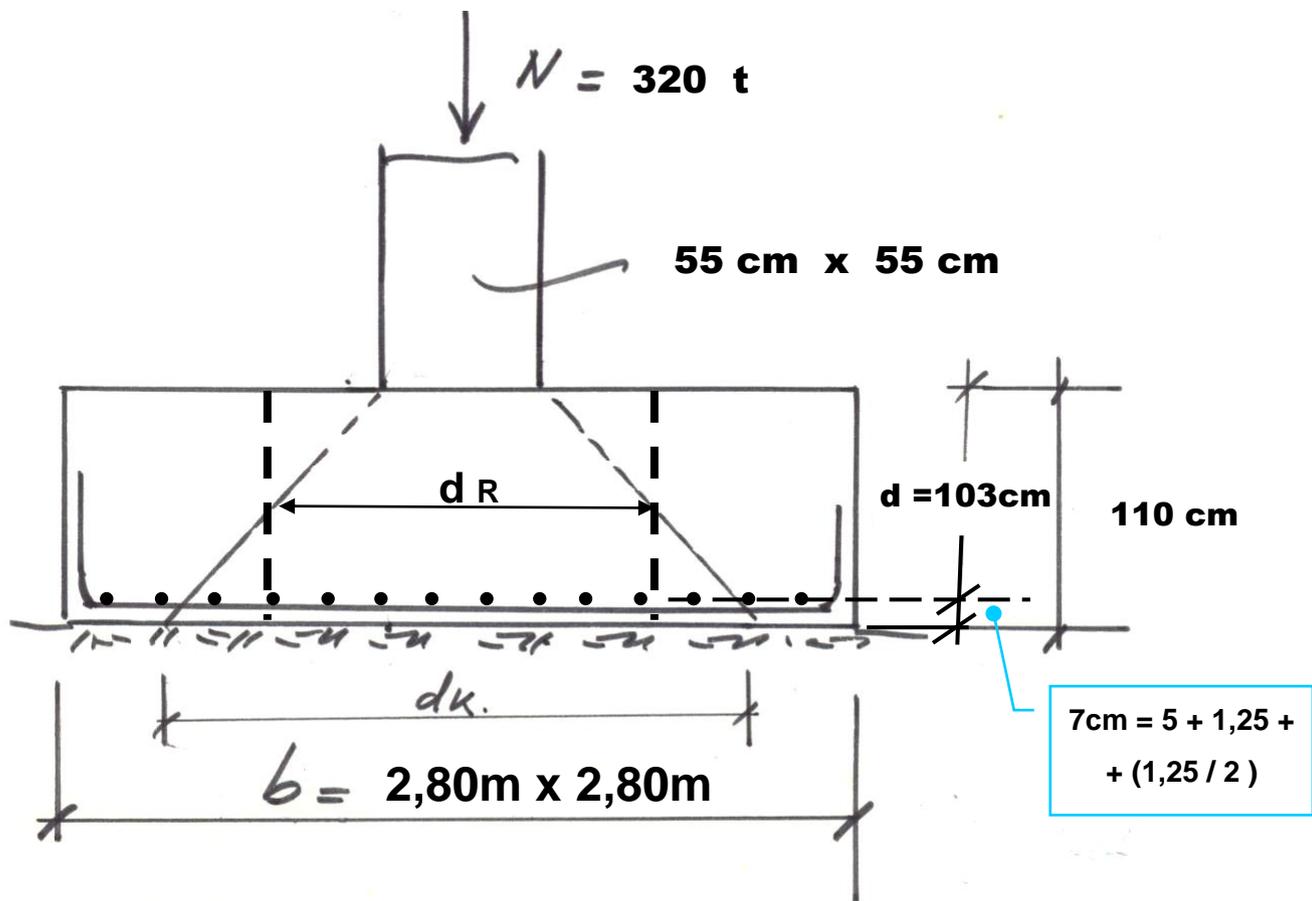
*Para dimensionar a altura
d para não precisar armar:*

$$d \geq \frac{b - c}{\frac{1,5}{p} + 2}$$

$$p = 4,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$d > \frac{(2,80\text{m} - 55\text{cm})}{\left(\frac{1,5 \text{ kgf/cm}^2}{4,0 \text{ kgf/cm}^2}\right) + 2} = \frac{225 \text{ cm}}{2,375} = 95\text{cm}$$

Usaremos $d > 100 \text{ cm}$



5cm = cobrimento segundo a NBR-6118 tabela 7.2 para estruturas em contato com o solo .

Verificação da Punção : VER ANEXO 01

c N_{st}

45°

d_R h

d_k

$$\tau_R = \frac{\overline{Q_R}}{\pi d_R \cdot h} \text{ com } d_R = c + h \text{ (pilares circulares)}$$

$$+ \frac{c}{c} \quad d_R = 1,13 c + h \text{ (pilares quadrados)}$$

$$+ \frac{c}{c \cdot t} \quad d_R = 1,13 / c \cdot t + h \text{ (pilares retangulares)}$$

$d_k = d_R + h$

$$dR = [1,13 \times 55 \text{ (círculo)}] + 2 \times (103/2) = 165,15 \text{ cm}$$

$$dk = [1,13 \times 55] + 2 \times 103 = 268,15 \text{ cm}$$

$$\text{Tensão no solo : } p = 320t / 2,8m \times 2,8m = 40,8 \text{ t/m}^2$$

Carga dentro do tronco de cone :

$$Fk = \pi \times [(268,15\text{cm})^2 / 4] \times 40,8 \text{ t/m}^2 = 230,4 \text{ t}$$

Carga fora do tronco de cone :

$$QR = 320 \text{ t} - 230,4 \text{ t} = 89,6 \text{ t}$$

Tensão tau (= TR) no cilindro de diâmetro dR

$$\text{Área do cilindro} = \pi \times dR \times d = \pi \times 165,15\text{cm} \times 103\text{cm} = 5,34 \text{ m}^2$$

$$TR = 89,6 \text{ t} / 5,34\text{m}^2 = 16,8 \text{ t/m}^2$$

LIMITE DE TENSÃO PARA NÃO PRECISAR DA ARMADURA DE PUNÇÃO

VER ANEXO 01

$$\tau_{R \text{ adm}} = \gamma_1 \cdot \tau_{011}$$

(sem armadura para punção)

com

$\left. \begin{array}{l} \text{(sem armadura} \\ \text{para punção)} \\ \text{com} \end{array} \right\}$	$\gamma_1 = 1,3 \sqrt{\mu\%}$	para CA 25
	$\gamma_1 = 1,69 \sqrt{\mu\%}$	para CA 40
	$\gamma_1 = 1,82 \sqrt{\mu\%}$	para CA 50

Usa-se o menor valor mesmo sendo menor que 95%.

$$\tau_{R.adm} = \gamma_1 \times \tau_{011}$$

u % = taxa de armadura de flexão = ferro de 1,25mm cada 10cm
 (**ver adiante o cálculo da armadura de flexão**)

$$u \% = 1,23\text{cm}^2 / (10\text{cm} \times 103\text{cm}) = 0,00119 = 0,119 \%$$

$$\tau_{011} = 5 \text{ kgf /cm}^2 \text{ para concreto com } f_{ck} = 20 \text{ MPa}$$

$$\tau_{R.adm} = Y_1 \times \tau_{011}$$

Concreto f_{ck}	120	210	300	kgf/cm^2
τ_{011} kgf/cm^2	3,5	5	6	
τ_{02} kgf/cm^2	12	18	24	

$$\tau_{R.admissível} = Y_1 \times \tau_{011} = 0,6278 \times 5 \text{ kgf/cm}^2 = 3,14 \text{ kgf/cm}^2 = 31,4\text{t/m}^2$$

$$\tau_{R \text{ atuante}} = 89.6 \text{ t} / 5.34\text{m}^2 = 16,8 \text{ t/m}^2 < 31,4 \text{ t/m}^2 = \text{LOGO,}$$

NÃO PRECISA DE ARMADURA DE PUNÇÃO !

MAS ...

ABNT NBR 6118:2014

19.5.3.5 Armadura de punção obrigatória

No caso de a estabilidade global da estrutura depender da resistência da laje à punção, deve ser prevista armadura de punção, mesmo que τ_{Sd} seja menor que τ_{Rd1} .

Essa armadura deve equilibrar um mínimo de 50 % de F_{Sd} (total atuante).

Usaremos armadura de punção, mesmo estando baixas as tensões τ_R

Área de estribos para resistir à Força de Punção

Força de Punção para armar $F_p =$

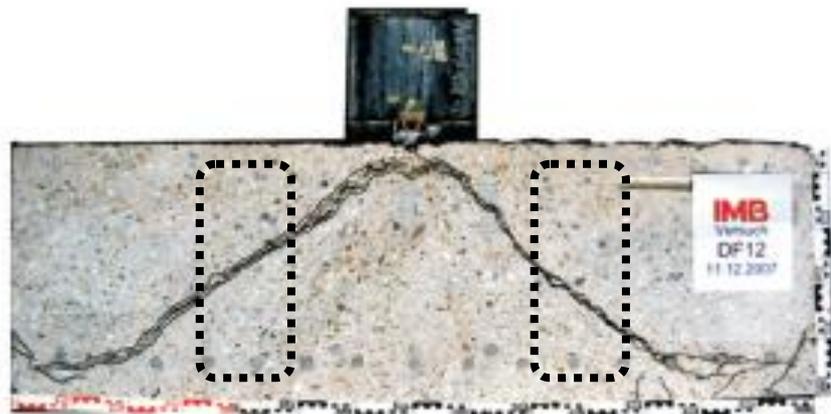
- Segundo E. THOMAZ $F_p = 100 \% \text{ Força fora do tronco de Cone} = QR = 320 \text{ t} - 230,4 \text{ t} = 89,6 \text{ t}$

ou

- Segundo a NBR 6118 $F_p = 50 \% \text{ Força Total} = 50 \% \times 320 \text{ t} = 160 \text{ t}$

- Área de aço para punção =

$$F_{p,d} / f_{yd} = (1,4 \times 160 \text{ t}) / [(5 \text{ t/cm}^2) / 1,15] = 51,52 \text{ cm}^2$$



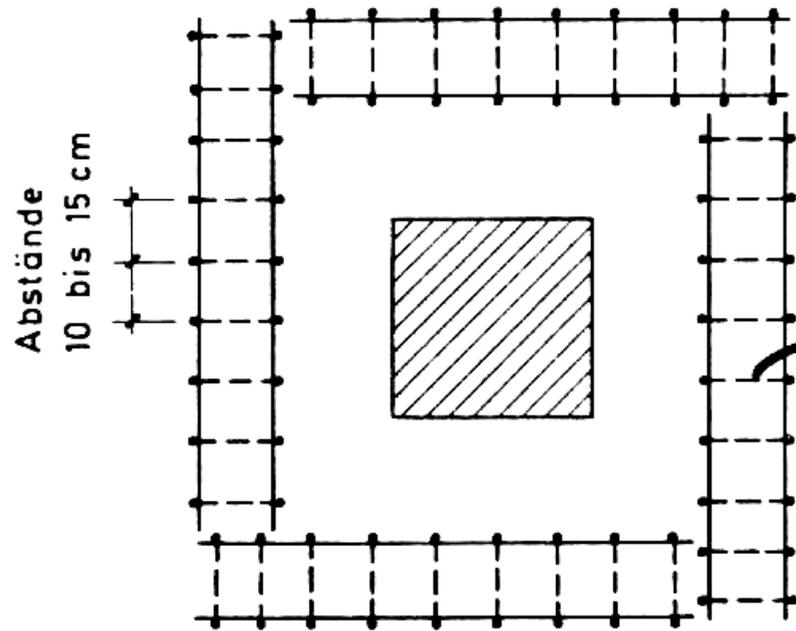
SEM ESTRIBOS



COM ESTRIBOS

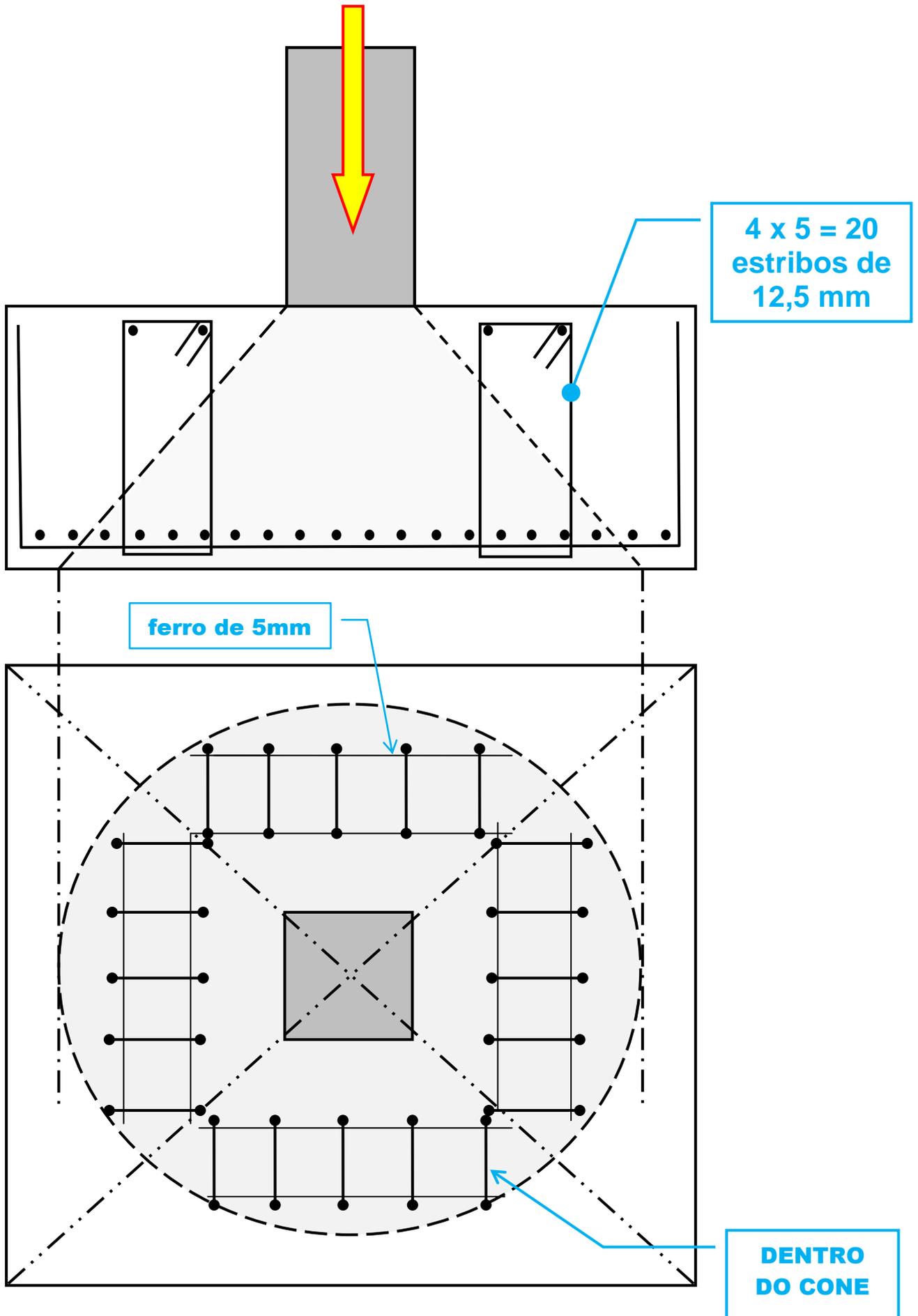
O melhor é usar estribos:

O melhor é usar estibas:



Arcoar o estibo
fora do fôrmo de cme.

DETALHE DOS ESTRIBOS PARA PUNÇÃO

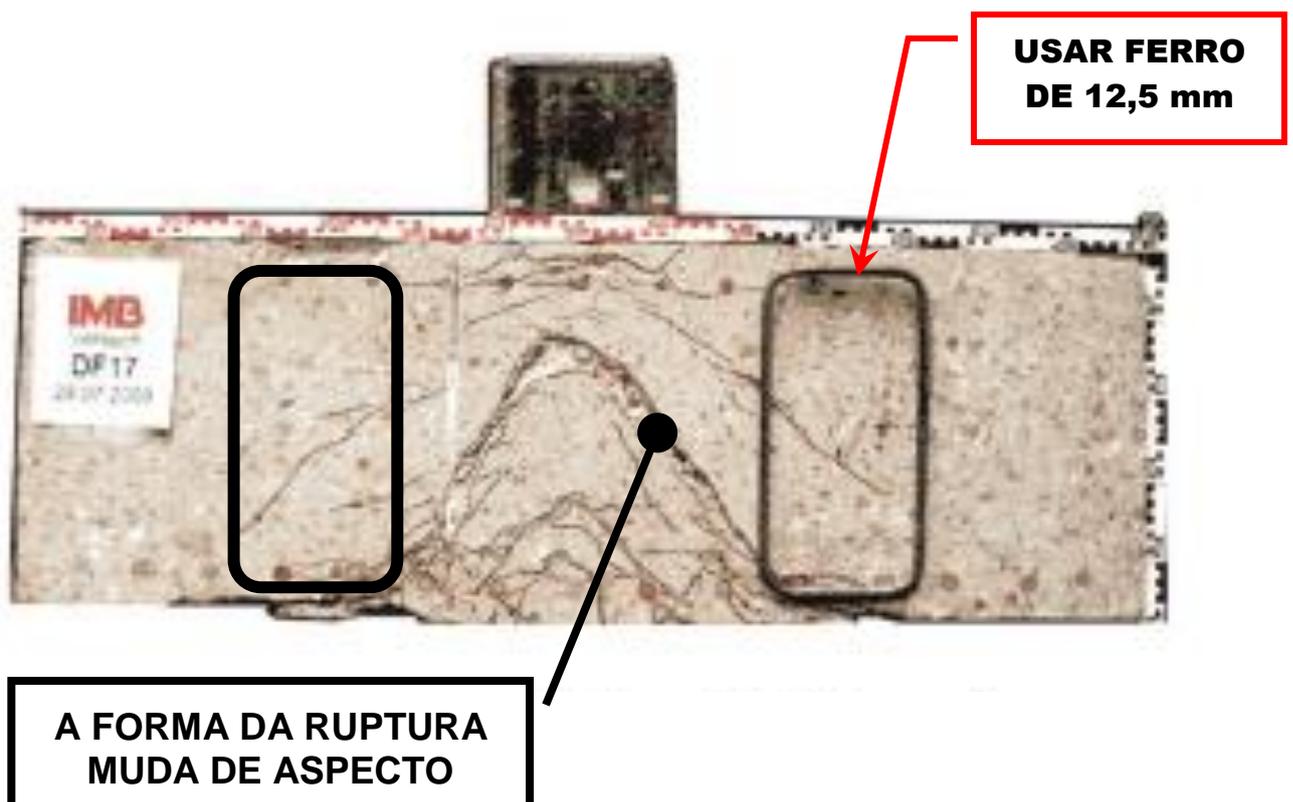
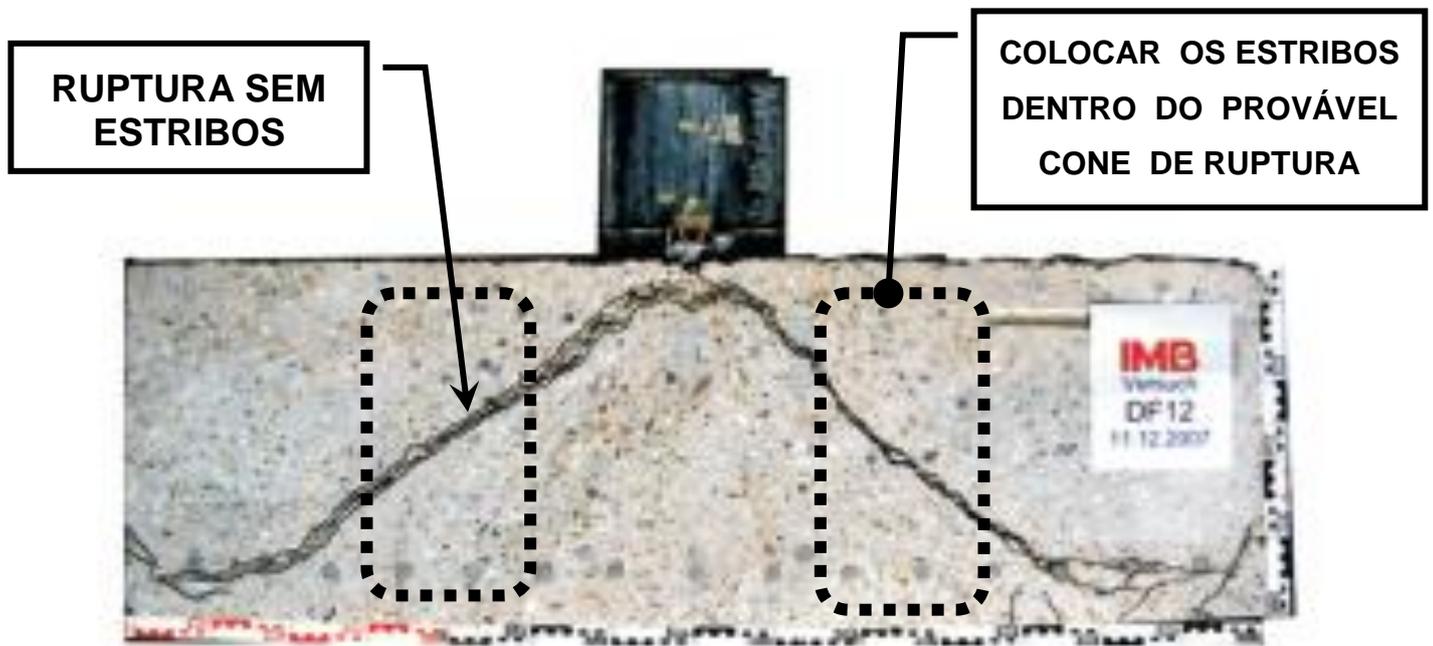


TEMOS , DENTRO DO CONE, 40 PERNAS DE ESTRIBOS

$$\text{Área punção} = F_p \cdot d / f_{yd} = 1,4 \times 160 \text{ t} / [(5 \text{ t/cm}^2) / 1,15] = 51,52 \text{ cm}^2$$

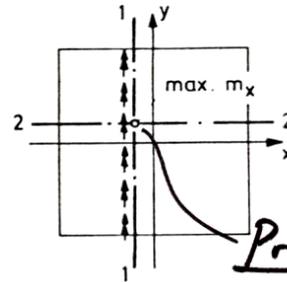
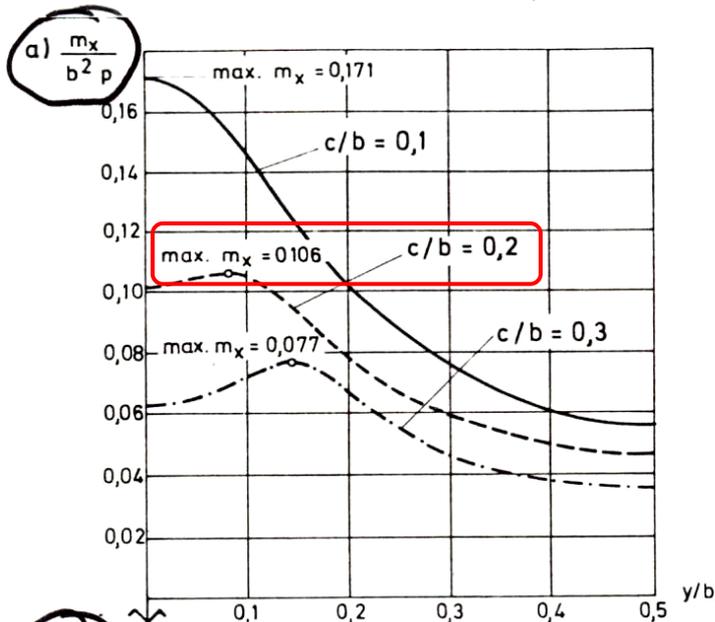
$$\text{ÁREA DE UMA PERNA DE ESTRIBO} = 51,52 \text{ cm}^2 / 40 \text{ pernas} = 1,28 \text{ cm}^2$$

USAR ferro de 12,5mm com área = 1,23 cm²



ARMADURA DE FLEXÃO

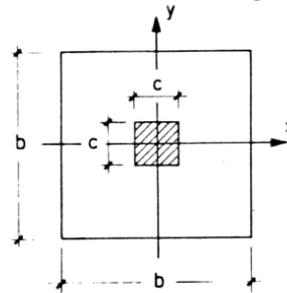
SAPATA - FLEXÃO



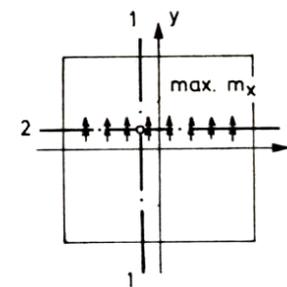
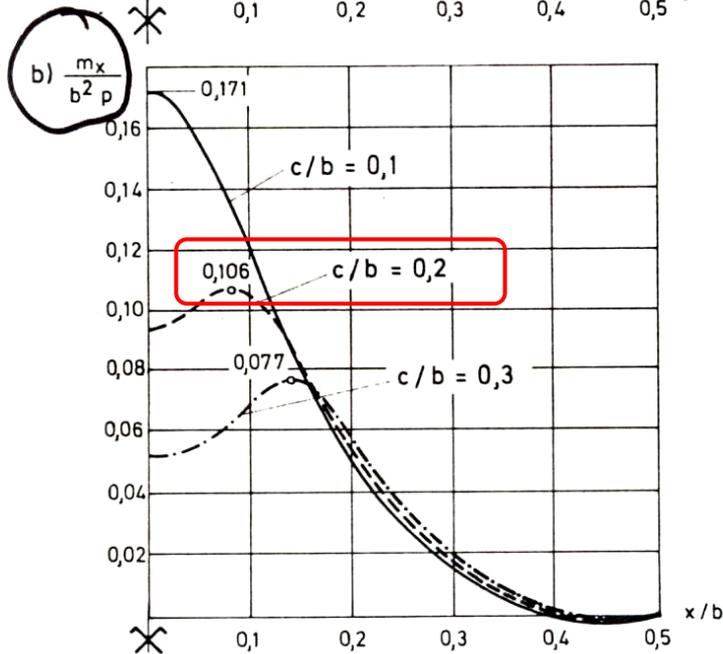
Ponto de m_x máximo.

m_x im Schnitt 1-1

\approx bordo do pilar.



m_x im Schnitt 2-2



Pilar = $c = 55 \text{ cm}$; Sapata = $b = 2,8 \text{ m}$

Tensão no solo : $p = 320 \text{ t} / 2,8 \text{ m} \times 2,8 \text{ m} = 40,8 \text{ t/m}^2$

$c/b = 55 \text{ cm} / 2,8 \text{ m} = 0,2$

Momento máximo = $0,106 \times p \times b^2 = 0,106 \times 40,8 \text{ t/m}^2 \times (2,8 \text{ m})^2 = 33,9 \text{ tm} / \text{ m}$

Cálculo da armadura de flexão

$$kmd = Md / (b \times d^2 \times fcd) =$$

$$kMd = \frac{Md}{b \times d^2 \times fcd} = \frac{1,4 \times 33,9tm}{(1m) \times (1,03m)^2 \times \left(\frac{2000 t/m^2}{1,4} \right)} = 0,031$$

0,031 << 0,256 (sub-armado com aço escoando no E.L.U.)

Na tabela do Prof. Ernani Diaz / UFRJ

cobrimento (no eixo da barra) / altura = dH/H = 7cm / 110cm = 0,06

Usar a tabela com dH / H = 0,05

TABELA DE DIMENSIONAMENTO DE SECAO RETANGULAR COM DIAGRAMA
RETANGULAR DE ACORDO COM NORMA DO CEB-FIP 1970
DH'/H=0,050 DH/H=0,050 GANHAS=1,150

KMD	KX T'24	KZ T'50	EC1 T'60	T24 E'5	T50 E5	T60 EC2
*** 0.000	0.000 1105.	1.000 1105.	0.00000 1105.	2087. 0.00053	4348. 0.01000	5217. 0.01053
0.010	0.015 806.	0.997 806.	-0.00015 806.	2087. 0.00038	4348. 0.01000	5217. 0.01053
0.020	0.030 495.	0.988 495.	-0.00031 495.	2087. 0.00024	4348. 0.01000	5217. 0.01053
0.030	0.045 169.	0.982 169.	-0.00047 169.	2087. 0.00008	4348. 0.01000	5217. 0.01053
0.040	0.060 -171.	0.976 -171.	-0.00054 -171.	2087. -0.00008	4348. 0.01000	5217. 0.01053
0.050	0.076 -527.	0.970 -527.	-0.00082 -527.	2087. -0.00025	4348. 0.01000	5217. 0.01053

$$kx = 0,045 ; kz = 0,982 \Rightarrow z = kz \times d = 0,982 \times 103cm = 1,01m$$

$$A_{aco} = \frac{Md}{z \times fyd} = \frac{1,4 \times 33,9tm}{(1,01m) \times \left(\frac{5t/cm^2}{1,15} \right)} = 10,81 cm^2$$

Usando ferro de 12,5mm e considerando uma eventual corrosão de 0,5mm nas armaduras

Diâmetro original = 12,5mm

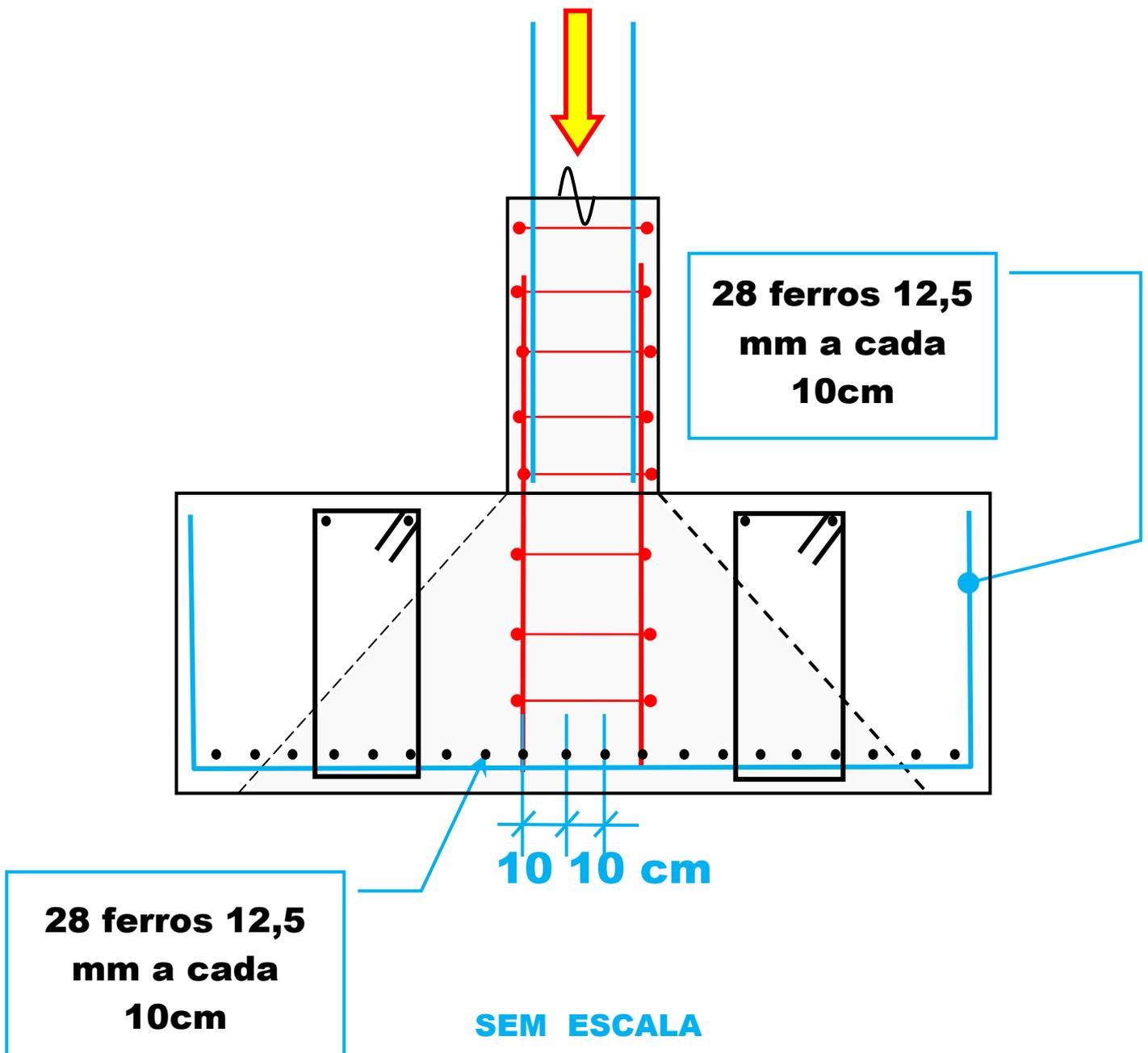
Diâmetro após a corrosão = 12,5mm - 2 x 0,5mm = 11,5mm

Aumentar a área de aço em $(12,5mm/11,5mm)^2 = 1,18$

Área de aço = 1,18 x 10,81 cm² = 12,77 cm² por metro de largura

ferro 12,5mm com espaçamento = 10cm = 12,3cm²

ARMADURA DE FLEXÃO (sem escala)

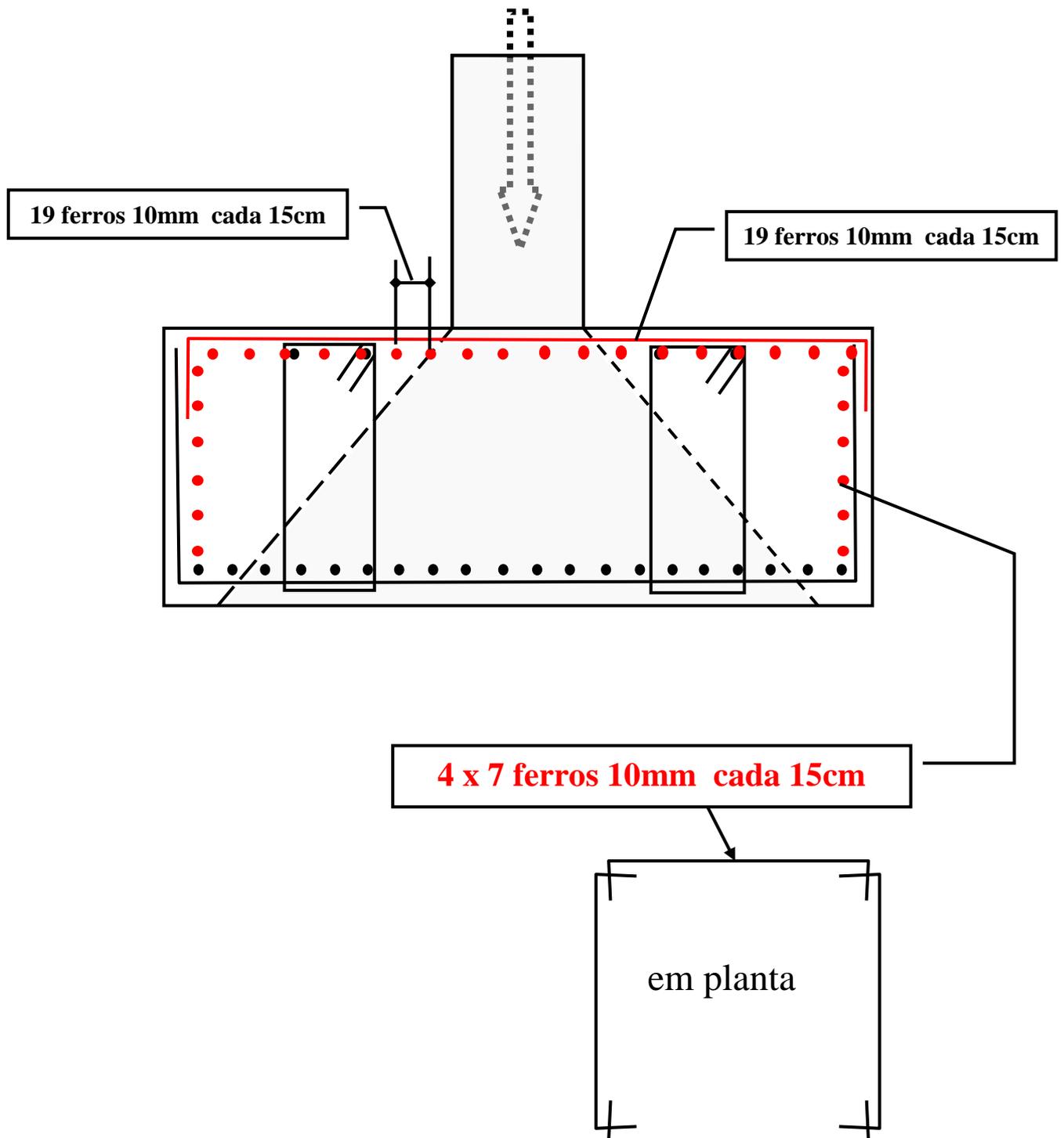


Poderíamos usar ferro de 16mm a cada 15cm

$$\text{Área} = (100\text{cm}/15\text{cm}) \times 2,0\text{cm}^2 = 13,3 \text{ cm}^2 \geq 12,77 \text{ cm}^2$$

ARMADURA PARA REDUZIR A FISSURAÇÃO devida à retração térmica e à retração hidráulica

http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/cimentos_concretos/palestra_abpe.pdf



PARTE 4

ANEXO 01

C.E.B.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON

Systeme International de
Réglementation Technique Unifiée des Structures

Volume I

**REGLES UNIFIEES COMMUNES
AUX DIFFERENTS TYPES D'OUVRAGES ET DE MATERIAUX**

Volume II

**CODE-MODELE CEB-FIP
POUR LES STRUCTURES EN BETON**

Eduardo Arroyo
15/5/78.

**3^e édition 1978
des Recommandations Internationales CEB-FIB**

3^e édition 1978
des Recommandations Internationales CEB-FIB

13 ETAT-LIMITE ULTIME DE RESISTANCE AU POINÇONNEMENT

Le présent chapitre concerne le poinçonnement des dalles d'épaisseur constante munies d'armatures de flexion déterminées selon les chapitres 9 et 10; il concerne également le poinçonnement des semelles de fondation.

Les règles ci-après complètent celles du chapitre 11.

13.1 GENERALITES

Le poinçonnement peut être dû à une charge ou à une réaction concentrée sur une faible aire (appelée "aire chargée") d'une dalle ou d'une semelle.

Ce chapitre est applicable au cas d'aires chargées

a) de forme :

- circulaire, et de diamètre au plus égal à $3,5 d$,
- rectangulaire, et de périmètre au plus égal à $11 d$ avec un rapport de la longueur à la largeur au plus égal à 2,
- quelconque, les dimensions limites étant alors fixées par analogie avec celles des formes précédentes;

b) non situées dans le voisinage d'autres forces concentrées ni dans des zones d'effort tranchants importants d'autres origines.

L'état-limite ultime est caractérisé par la formation d'un cône tronqué de poinçonnement dont la directrice est le contour de l'aire chargée et dont les génératrices sont inclinées sur le plan de la dalle d'un angle normalement compris entre 30° et 35° ; pour les semelles, l'angle d'inclinaison est de 45° .

Les efforts tranchants agissants et résistants par unité de longueur du contour de la section critique définie à l'article 13.2 doivent satisfaire la condition

$$v_{Sd} \leq v_{Rd} \quad [13.1]$$

avec les valeurs déterminées selon les articles 13.3 et 13.4.

13.2 SECTION CRITIQUE

La section critique est perpendiculaire au plan moyen de la dalle. Elle s'étend sur la hauteur utile d . Son contour est défini comme indiqué dans les articles ci-après.

13.2.1 AIRE CHARGÉE ELOIGNÉE D'UNE OUVERTURE OU D'UN BORD LIBRE

Le contour de la section critique est le contour fermé de périmètre minimal entourant l'aire chargée à une distance nulle part inférieure à $d/2$.

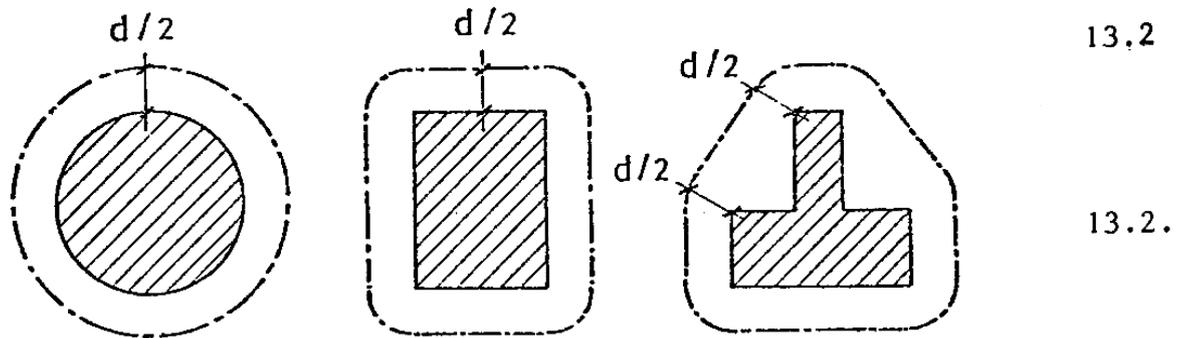


Figure 13.2 - Sections critiques loin d'un bord libre

Si l'aire chargée est grande ou allongée, la section critique ne correspond qu'en partie au contour précédent (par exemple pour une aire rectangulaire, cette section ne s'étend qu'au voisinage des angles). Pour les autres parties, les règles du chapitre 11 sont applicables.

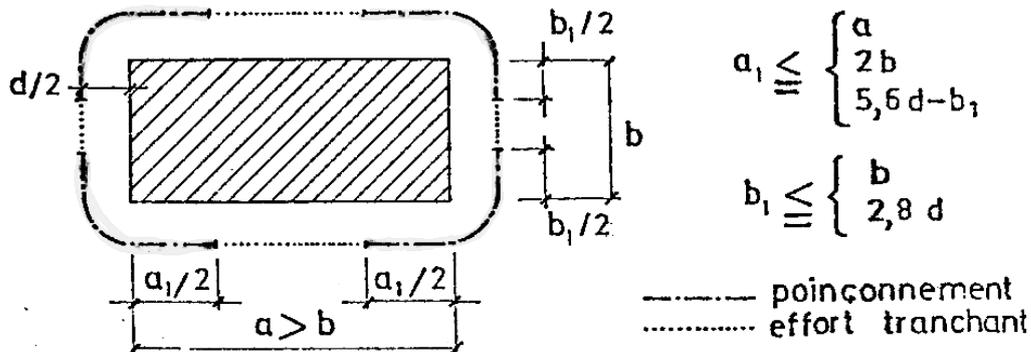


Figure 13.3 - Section critique pour une aire allongée

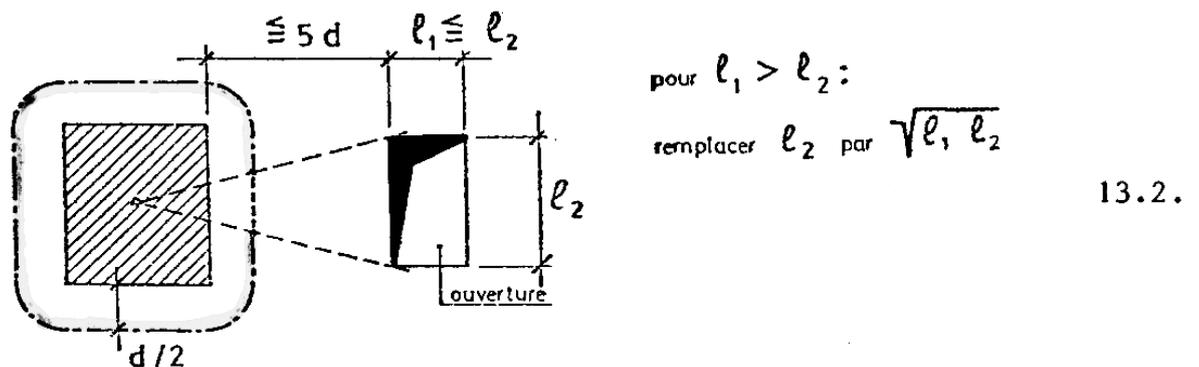


Figure 13.4 - Section critique au voisinage d'une ouverture

13.3 SOLLICITATION AGISSANTE

Dans le cas d'une charge ou réaction centrée :

$$v_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{u} \quad [13.3]$$

avec V_{Sd} effort tranchant s'exerçant, pour une dalle, le long du périmètre u , et pour une semelle, le long du périmètre de la grande base du tronc de cône de poinçonnement;

u périmètre de la section critique selon l'article 13.2.

Dans le cas d'une charge excentrée, v_{Sd} est déterminé en admettant une distribution plane des contraintes tangentes et $v_{Sd,max}$ est pris égal à la valeur moyenne la plus défavorable rapportée à une longueur $2d$ du périmètre u .

13.4 SOLLICITATION RESISTANTE

13.4.1 DALLES OU SEMELLES SANS ARMATURES DE POINÇONNEMENT

$$v_{Rd1} = 1,6 \tau_{Rd} \kappa (1 + 50 \rho_{\ell}) d \quad [13.8]$$

avec : τ_{Rd} selon le tableau 11.1

$$\kappa = 1,6 - d \leq 1,0 \quad (\text{avec } d \text{ en mètres})$$

$$\rho_{\ell} = \sqrt{\rho_{\ell x} \rho_{\ell y}} \leq 0,008$$

$\rho_{\ell x}$ et $\rho_{\ell y}$ correspondant aux armatures longitudinales parallèles aux directions x et y

$$d = \frac{1}{2} (d_x + d_y)$$

d_x et d_y étant les hauteurs utiles pour les directions x et y .

Pour les semelles de fondation, la formule [13.8] est applicable, mais conduit, si $\rho_{\ell} > 0,002$, à une marge supplémentaire de sécurité (qui, pour des valeurs élevées de ρ_{ℓ} , peut même atteindre 50%).

11.1.2 EFFORT TRANCHANT RESISTANT DE CALCUL

11.1.2.1 Eléments non soumis à des efforts normaux appréciables 2%

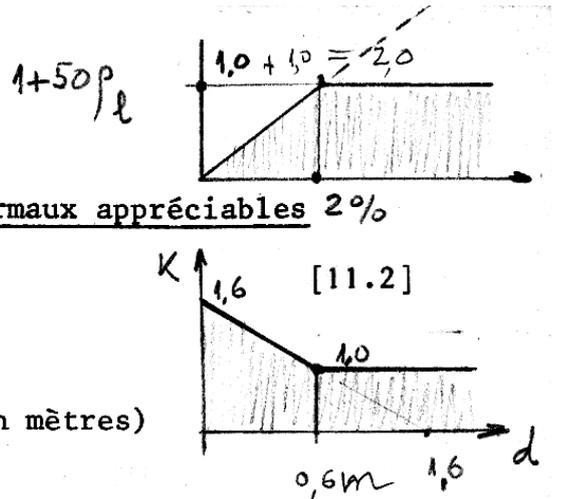
$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} \kappa (1 + 50 \rho_l) b_w d$$

avec τ_{Rd} selon le tableau 11.1

$$\kappa = 1,6 - d \quad \leq 1 \quad (\text{avec } d \text{ en mètres})$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \quad \leq 0,02 \quad 2\%$$

A_{sl} étant l'aire de l'armature de traction ancrée au-delà de l'intersection de l'axe de l'armature et d'une éventuelle fissure à 45° aboutissant au bord de la section considérée.



f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
τ_{Rd}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,38	0,42	0,46	0,50

Tableau 11.1 - Valeurs de τ_{Rd} en MPa

13.4.2 DALLES OU SEMELLES AVEC ARMATURES DE POINÇONNEMENT

$$v_{Rd2} = 1,6 v_{Rd1} \quad [13.9]$$

L'armature de poinçonnement doit être déterminée par la condition que la composante verticale de la force équilibrée par cette armature soit au moins égale à $0,75 v_{Rd2} \cdot d$ en prenant comme contrainte de l'armature de poinçonnement la plus faible des deux valeurs f_{yd} et 300 MPa.

$$\text{Armadura mínima para } V_{min} = 0,75 \times 1,6 \times V_{Rd1} = \underline{1,2 \times V_{Rd1}}$$

+++

PARTE 5

FINAL

SAPATA DF22 - CARGA DE RUPTURA = 240,5 ton

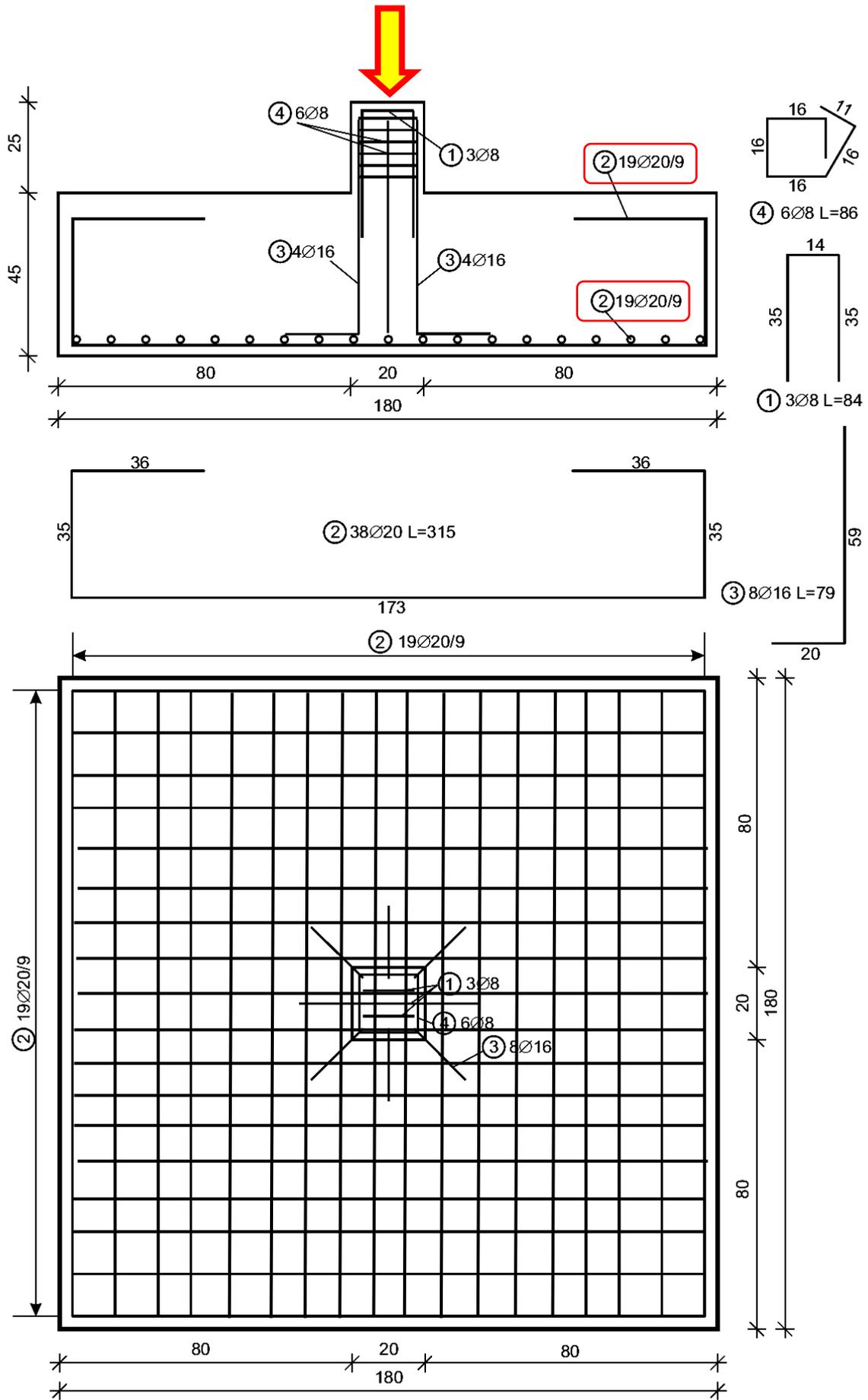


Bild B.21: Abmessungen und Bewehrung des Versuchskörpers DF22

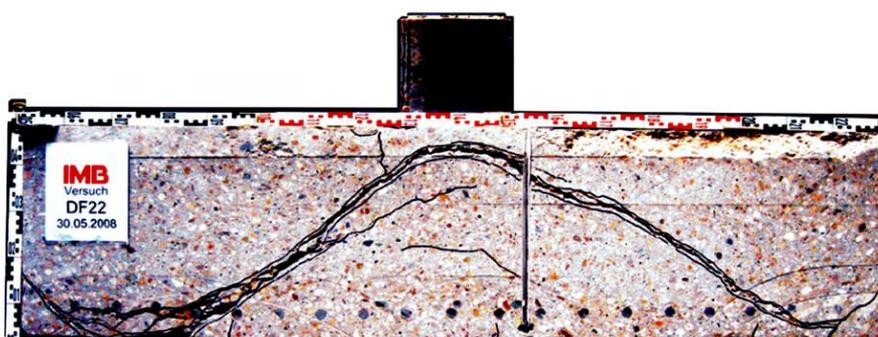


Bild B.44: Sägeschnitt DF22

