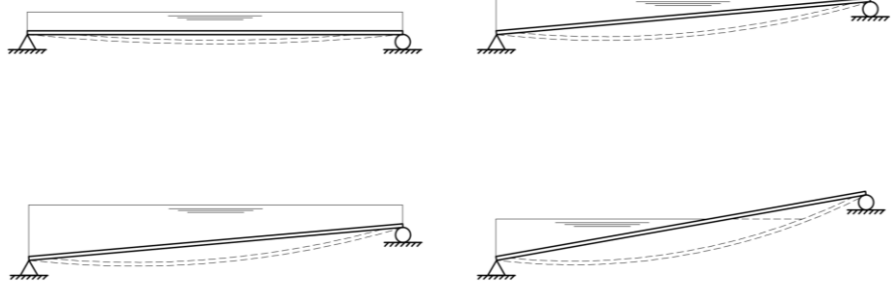


# Vattenlaster på låglutande takkonstruktioner



**Dennis Carlsson**

---

Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Lunds Universitet, 2016

Rapport TVBK-5253



Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Box 118  
221 00 LUND

Division of Structural Engineering  
Faculty of Engineering, LTH  
P.O. Box 118  
S-221 00 LUND  
Sweden

## **Vattenlaster på låglutande takkonstruktioner**

Water loads on low-slope roof structures

Dennis Carlsson

2016

Rapport TVBK-5253  
ISSN 0349-4969  
ISRN: LUTVDG/TVBK-5253 (116)

Examensarbete  
Handledare: Eva Frühwald Hansson  
Juni 2016

# ABSTRACT

In general, structures are designed for permanent loads such as self-weight and for variable loads in terms of snow load, wind load and live load. In the light of ongoing climate changes and heavy rainstorms in recent years, such as in Malmö in the fall of 2014, also water loads can have a greater importance in the future. In particular on low-slope or flat roofs there is a significant risk for ponding of rainwater if the primary drains are fully or partially clogged. Moreover, the deflection of the roof gives rise to water accumulation on the roof's low points which increases the load on the roof and leads to further deflection allowing more water. Consequently the deflection increases as a result of more water load and vice versa, where the process continues until an equilibrium occurs or until the roof collapses.

Roof collapses from water load are although a rare phenomenon that in many cases occurs in combination with other defects on the structure. To initiate a roof collapse it is necessary that the drains are clogged during heavy rainfall and that the building is located in regions with a low characteristic value of snow load on the ground, i.e. where the total water load may be greater than the design snow load. Furthermore, driving rain on the facades of adjoining buildings can contribute to even greater loads of water when the rain runs down the façade and accumulates on the roof.

In addition, the structures rigidity and self-weight have a crucial importance for the impact of the water load. A high bending stiffness gives a lower deflection for the same load resulting in less water ponding on the roof. Likewise a high proportion of permanent load reduces the risk of problems caused by standing water on low-slope roof structures.

Consequently it is important that the roof is designed with a sufficient stiffness to prevent water ponding on the roof. In general, roof structures that are designed according to current guidelines usually also are acceptable with regard to water loads. However, it later appears that the water load can exceed the design snow load in regions with a low value of snow load on ground and if the supporting members consist of glued laminated wood or steel. To prevent water ponding on flat roofs it is suggested that the deflection on the roof should be further limited for beams of glued laminated wood and steel in regions with the lowest snow loads.

**Key words:** *water loads, rain, low-slope roofs, flat roofs, ponding, roof collapse*



# SAMMANFATTNING

Idag dimensioneras konstruktioner dels för permanenta laster såsom egentygnd, dels för variabla laster i form av snölast, vindlast och nyttig last. Mot bakgrund av pågående klimatförändringar och kraftiga regnoväder på senare år, exempelvis i Malmö hösten 2014, kan även vattenlaster få en större betydelse i framtiden. I synnerhet på låglutande och flacka tak finns det risk för betydande mängder kvarstående vatten om de primära takavloppen är helt eller delvis igensatta. Likaså medför takets nedböjning att vatten kan ansamlas i takets lågpunkter, vilket ökar lasten på taket och leder till ytterligare nedböjning som gör det möjligt för ännu mer vatten att rinna till. Följaktligen ökar nedböjningen vid ökad vattenlast och vice versa, där processen fortsätter tills ett jämviktsläge uppstår eller tills taket i värsta fall kollapsar.

Takkollaps till följd av vattenlast är dock en sällsynt företeelse som i flera fall inträffar i kombination med andra brister hos konstruktionen. För att kvarstående vatten på låglutande tak ska orsaka kollaps krävs dels att takavloppen är igensatta vid häftiga skyfall, dels att byggnaden är belägen i en av de lägre snözonerna där den totala vattenlasten eventuellt kan bli större än den dimensionerande snölasten. Dessutom kan slagregn mot fasad på angränsande byggnader bidra till ännu större vattenlaster då regnet som träffar fasaden rinner ned och ansamlas på taket.

Utöver detta har takkonstruktionens styvhet och egentygnd en avgörande betydelse för vattenlastens inverkan. På tak med hög styvhet blir nedböjningen mindre för samma last, vilket medför att en mindre mängd vatten ansamlas i takets lågpunkter. Likaså innebär en hög andel permanent last att den variabla vattenlasten får en mindre betydelse för den totala lasten på taket, vilket minskar risken för problem till följd av kvarstående vatten.

Följaktligen är det viktigt att ett tak i samband med dimensionering görs tillräckligt styvt för att förhindra större vattenansamlingar på taket. Takkonstruktioner som utformas enligt gällande riktlinjer är oftast fullt tillräckliga även med hänsyn till vattenlast. Beräkningar har dock visat att vattenlasten trots allt kan överstiga den dimensionerande snölasten i låga snözoner om takets bärverk utgörs av limträ eller stål som har låg styvhet i förhållande till konstruktionselement av betong. Av denna anledning föreslås avslutningsvis att nedböjningen bör begränsas ytterligare för balkar av limträ eller stål i de två lägsta snözonerna för att förhindra uppkomsten av större mängder kvarstående vatten på låglutande tak.

**Nyckelord:** vattenlaster, regn, låglutande tak, flacka tak, kvarstående vatten, takkollaps



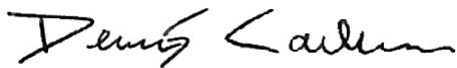


# FÖRORD

Efter fem års studier till civilingenjör inom väg- och vattenbyggnad vid Lunds Tekniska Högskola är jag stolt över att kunna presentera denna rapport som utbildningens avslutande del. Till att börja med vill jag rikta ett stort tack till min handledare Dr. Eva Frühwald Hansson som varit en stor hjälp och gett värdefulla svar på många funderingar under arbetets gång. Därtill vill jag framföra ett särskilt tack till min familj som alltid stöttat och uppmuntrat till allt det arbete som jag lagt ned på mina studier. Jag hade dock aldrig klarat av studierna på egen hand utan vill även tacka alla klasskamrater som gjort det möjligt att fullfölja samtliga kurser.

Under min tid i Lund har jag utvecklats och lärt mig otroligt mycket. Med strävan efter att lära mig ännu mer är jag nu redo att ta nästa steg och ser fram emot att inleda ett nytt kapitel i livet.

Lund, juni 2016

A handwritten signature in black ink that reads "Dennis Carlsson". The signature is written in a cursive, slightly slanted style.

Dennis Carlsson



# INNEHÅLLSFÖRTECKNING

1.	Inledning.....	1
1.1	Bakgrund.....	1
1.2	Syfte och mål .....	1
1.3	Metod .....	2
1.4	Avgränsningar.....	2
1.5	Disposition .....	2
2.	Påverkan på tak .....	3
2.1	Nederbörd.....	3
2.1.1	Regn .....	3
2.1.2	Snö.....	4
2.1.3	Is.....	6
2.2	Extrem nederbörd.....	6
2.2.1	Historisk förändring .....	6
2.2.2	Klimatscenarier .....	14
2.2.3	Framtida nederbörd .....	15
3.	Utformning av tak .....	17
3.1	Indelning av tak.....	17
3.1.1	Takform.....	17
3.1.2	Taklutning .....	18
3.1.3	Takstomme .....	19
3.1.4	Taktäckning.....	19
3.1.5	Varma och kalla tak.....	20
3.2	Takavvattning.....	20
3.2.1	Utvändiga takavlopp .....	20
3.2.2	Invändiga takavlopp .....	21
3.3	Regelverk .....	22
3.3.1	BBR.....	22
3.3.2	Eurokod & EKS .....	22
3.3.3	AMA.....	22

4.	Låglutande och flacka tak .....	25
4.1	Riktlinjer för utförande enligt AMA .....	25
4.1.1	Kvarstående vatten .....	25
4.1.2	Uppdragningar på vägg, sarg eller dylikt .....	26
4.1.3	Rännदार .....	26
4.1.4	Takbrunnar .....	27
4.1.5	Bräddavlopp .....	28
4.1.6	Installationer och genomföringar .....	29
4.2	Inträffade kollapsar på låglutande tak .....	30
4.2.1	Idrottshall med sprickor i limträbalkar .....	30
4.2.2	Industribyggnad med böjbrott i limträbalk .....	31
4.2.3	Partiell takkollaps på en skola .....	32
4.2.4	Kollaps av limträbalkar i en butikslokal .....	33
4.2.5	Partiell takkollaps i en lagerlokal .....	33
4.2.6	Takras i en industribyggnad .....	33
4.2.7	Takras över gokartbana .....	33
4.2.8	Takkollaps över varuhus .....	35
4.3	Inverkan av slagregn .....	37
4.3.1	Slagregn .....	37
4.3.2	Beräkning av slagregnmängd .....	37
4.3.3	Samband mellan nederbörds mängd och vindhastighet .....	39
4.3.4	Förhållande mellan angränsande byggnaders fasadhöjd och takets längd .....	40
5.	Dimensionering för vattenlast .....	43
5.1	Gällande regelverk .....	43
5.2	Beräkningsmetoder för vattenlast på låglutande tak .....	45
5.2.1	Fritt upplagd balk på styva upplag .....	46
5.2.2	Piston-spring-modellen .....	50
5.3	Komplettering av beräkningsmetoder .....	56
5.3.1	Alternativ metod för fritt upplagd balk på styva upplag .....	56
5.3.2	Framtagande av böjstyvhetsförhållandet $n$ för olika material .....	59
5.3.3	Jämförelse av erforderlig böjstyvhet .....	61
5.4	Begränsning av nedböjning .....	63
5.4.1	Maximal nedböjning med hänsyn till taklutning .....	63

5.4.2	Maximal nedböjning baserad på erforderlig böjstyvhet.....	67
6.	Jämförelse snölast och vattenlast .....	69
6.1	Dimensionerande snölast .....	69
6.2	Total vattenlast.....	70
6.2.1	Utan hänsyn till takkonstruktionens nedböjning.....	70
6.2.2	Med hänsyn till takkonstruktionens nedböjning .....	70
7.	Fallstudie .....	75
7.1	Primärbalk av betong .....	78
7.1.1	Last.....	78
7.1.2	Böjstyvhet.....	80
7.1.3	Nedböjning .....	81
7.2	Total vattenlast på takkonstruktionen .....	82
8.	Diskussion och slutsatser .....	85
8.1	Diskussion.....	85
8.2	Slutsatser .....	87
8.3	Fortsatta studier.....	88
	Referenser.....	89
	Appendix A .....	93
A.1	Nederbördsförändring enligt klimatscenarier .....	93
	Appendix B .....	95
B.1	Böjstyvhetsförhållandet $n$ för olika material.....	95
B.2	Nedböjningsparametern $X$ för olika material .....	99
B.3	Förhållandet $R_q$ för olika nivåer kvarstående vatten .....	103



# 1. INLEDNING

## 1.1 Bakgrund

Idag dimensioneras olika konstruktioner dels för permanenta laster såsom egentyngd, dels för variabla laster i form av snölast, vindlast och nyttig last. När det gäller snö- och vindlaster baseras de karakteristiska värdena på extrema vädersituationer som inte förekommer särskilt ofta. Till följd av pågående klimatförändringar är det dock högst sannolikt att dessa laster kommer att förändras i framtiden. Flera klimatprognoser för Sverige pekar på att förekomsten av extremväder kommer öka i takt med att klimatet blir varmare och fuktigare. Mot bakgrund av kraftiga regnoväder på senare år, exempelvis i Malmö hösten 2014, kan dessutom regnlaster få en större betydelse i framtiden.

I synnerhet på låglutande takkonstruktioner finns risk för kvarstående vatten vid extrema regn om takavloppen täppts igen av löv, skräp etc. Likaså medför takkonstruktionens nedböjning att vatten kan ansamlas i takets lågpunkter, vilket ökar lasten på taket och leder till ytterligare nedböjning. I det fall den totala lasten från regnvatten på taket visar sig vara större än den dimensionerande snölasten blir istället vattenlasten dimensionerande.

## 1.2 Syfte och mål

Det huvudsakliga syftet med arbetet är att närmare utreda om vattenlasten kan bli större än den dimensionerande snölasten. Genom att studera vattenlastens storlek i förhållande till snölasten är målet att senare kunna avgöra om även vattenlaster bör beaktas vid framtida dimensionering av takkonstruktioner. Som ett led i arbetet besvaras följande frågeställningar:

- Hur ser mängden och fördelningen av extrem nederbörd ut idag och i framtiden?
- Vilka riktlinjer och anvisningar finns för utformningen av låglutande takkonstruktioner?
- Hur stor kan vattenlasten bli vid igensatta takavlopp samt med hänsyn till takets nedböjning?
- Hur påverkas mängden vatten på taket av slagregn mot fasad på angränsande byggnader?
- Kan den totala vattenlasten bli större än den dimensionerande snölasten?
- Hur kan vattenlaster beaktas i samband med dimensionering?

Med en större kunskap om vattenlaster på låglutande tak kan denna studie, tillsammans med eventuella kompletterande utredningar, utgöra grund för införandet av nya rekommendationer och regler i framtida dimensioneringsnormer.

## 1.3 Metod

För att summera tidigare forskning inom området utförs inledningsvis en litteraturstudie där relevant information hämtas från såväl tryckta som digitala källor. Litteraturstudien beskriver dels nederbörden idag och i framtiden, dels olika anvisningar och beräkningsmetoder som finns för vattenlaster på låglutande tak. Därefter utförs kompletterande beräkningar samt en fallstudie som syftar till att överföra teorierna på en existerande byggnad.

## 1.4 Avgränsningar

I denna studie behandlas enbart yttre belastningar på taket från nederbörd i form av snö och regn, varför andra laster såsom vindlast inte berörs närmare. Rapporten innefattar en jämförelse av dimensionerande snölast och total vattenlast på konstruktionen vid kraftiga regn, däremot undersöks inte kombinationen av samtidig belastning från både snölast och vattenlast.

Utöver detta undersöks vattenlaster under förutsättning att de primära takavloppen är helt eller delvis igensatta, varför dimensionering och utformning av takavvattningssystemet inte studeras i detalj utan endast beskrivs i korthet. Vid beräkning av vattenlastens storlek studeras dessutom enbart vattenlaster på styva upplag, medan vattenlaster på tak med flexibla upplag ignoreras.

## 1.5 Disposition

Vad gäller rapportens upplägg beskriver de inledande kapitlen resultaten från litteraturstudien. I kapitel 2 förklaras att ett tak huvudsakligen påverkas av yttre belastningar från nederbörd, varpå nederbörden först beskrivs historiskt sett innan olika klimatscenarier presenteras för att få en uppfattning om framtida nederbörd. Därefter följer kapitel 3 som beskriver utformningen av takkonstruktioner i allmänhet och gällande regelverk som bör följas. I kapitel 4 sammanställs sedan gällande riktlinjer och anvisningar för detaljutformningen av låglutande och flacka tak med hänsyn till risk för kvarstående vatten. Utöver detta presenteras flera exempel på inträffade kollapsar som ett resultat av vattenansamlingar på låglutande tak. Likaså studeras inverkan av slagregn mot fasad på högre angränsande byggnader genom att bland annat undersöka om det finns ett samband mellan nederbördsmängd och vindhastighet.

I kapitel 5 beskrivs i sin tur tidigare framtagna metoder för beräkning av vattenlast, vilka senare kompletteras och preciseras genom ytterligare beräkningar med avseende på böjstyvhet och maximal nedböjning. Därefter blir det möjligt att i kapitel 6 jämföra den totala vattenlasten med den dimensionerande snölasten för att avgöra om vattenlasten kan bli större än lasten från snö på tak. För att undersöka en verklig byggnad utförs även en fallstudie i kapitel 7 där V-huset vid LTH studeras närmare. Avslutningsvis redovisas diskussion och slutsatser i kapitel 8 som åtföljs av referenser och kompletterande information i appendix.



## 2. PÅVERKAN PÅ TAK

Taket utgör en byggnads övre avgränsning och utsätts huvudsakligen för yttre påverkan i form av nederbörd, vind, solstrålning, föroreningar och mekanisk påverkan. Utöver detta utsätts tak för inre påverkan av fukt, dels luftfukt som transporteras genom konvektion eller diffusion och kan kondensera inuti byggnaden, dels byggfukt som är det fuktöverskott som ursprungligen finns i konstruktionens byggnadsmaterial (Björk, 2005).

### 2.1 Nederbörd

Av de yttre belastningar som ett tak utsätts för är nederbörd förmodligen den största orsaken till skador på tak. Enligt SMHI (2015d) är nederbörd *”ett meteorologiskt samlingsnamn för flytande eller fasta vattenpartiklar som faller genom atmosfären”*. Oftast uppträder nederbörd i form av regn, snö eller hagel, där typen av nederbörd främst beror på rådande temperatur och fuktighet i atmosfären. I första hand kan nederbörd som snö ge upphov till stora belastningar på yttertak, särskilt under vindens inverkan då snön kan anhopas till stora djup på taket. Vid intensiva regn förekommer dessutom risk för kvarstående vatten på låglutande tak, samtidigt som även smältvatten från snö och is kan ge upphov till vattenansamlingar. Om det finns otätheter i taktäckningen kan det i sin tur uppstå vattenläckage som kan orsaka fuktskador eller i värsta fall leda till att taket kollapsar. För att undvika diverse vattenrelaterade skador är det således viktigt att ta hänsyn till nederbördens inverkan vid dimensionering och utformning av olika takkonstruktioner.

#### 2.1.1 Regn

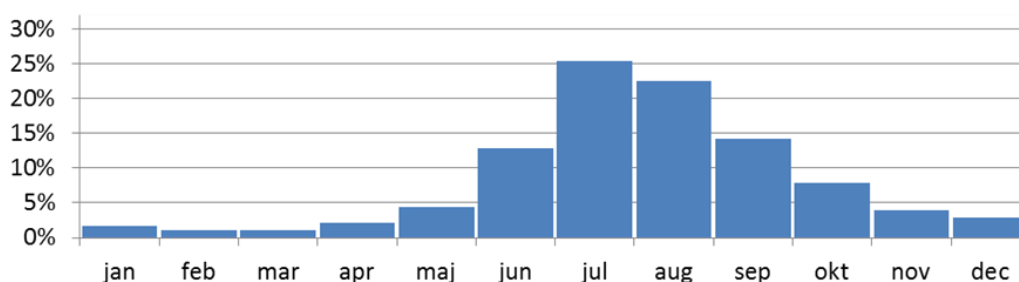
För att beskriva regn används regnintensiteten definierad som mängd per tidsenhet. Mängden regn varierar både geografiskt och tidsmässigt och anges vanligtvis i millimeter (mm), vilket motsvarar en liter per kvadratmeter på en horisontell yta ( $l/m^2$ ). Genom att mäta regnmängden under en viss tid fås en uppfattning om regnets intensitet, se Tabell 2.1 (SMHI, 2015e).

Tabell 2.1. Riktvärde för klassificering av regn efter intensitet (SMHI, 2015e).

Regnintensitet	mm/min	mm/10 min	mm/h
Lätt regn	-	< 0,1	< 0,5
Måttligt regn	-	0,1 - 0,7	0,5 - 4
Starkt regn	-	> 0,7	> 4
Lätta regnskurar	-	< 0,4	< 2
Måttliga regnskurar	-	0,4 - 2	2 - 10
Starka regnskurar	-	2 - 8	10 - 50
Mycket starka regnskurar (skyfall)	> 1	> 8	> 50

I Sverige varierar årsmedelnederbörden vanligtvis mellan 500-800 mm, även om det lokalt kan falla upp emot 2000 mm nederbörd per år i de västra fjälltrakterna, se Figur 2.2 på nästa sida. Geografiskt sett faller mest nederbörd i form av regn i sydvästra Sverige där årsnederbörden kan överstiga 1100 mm (SMHI, 2015d). Den högsta årsmedelnederbörden i Sverige uppmättes i Mollsjönäs, Västergötland, år 2008 till 1866 mm (SMHI, 2015i). Som jämförelse kommer det globalt sett mest regn vid ekvatorn där årsmedelnederbörden normalt uppgår till 11 000-12 000 mm (SMHI, 2015d). Rekordet för Sveriges högsta dygnsnederbörd uppgår i sin tur till 198 mm som uppmättes den 28 juli 1997 i Fagerheden, Norrbotten (SMHI, 2015i).

Vad gäller nederbördens fördelning över året är antalet dagar med nederbörd flest under vintern i Sverige, däremot är mängden nederbörd störst i juli och augusti, se Figur 2.1 (SMHI, 2015b).



Figur 2.1. Fördelning av årets största 1-dygnsnederbörd i Sverige under år 1961-2011 (SMHI, 2015b).

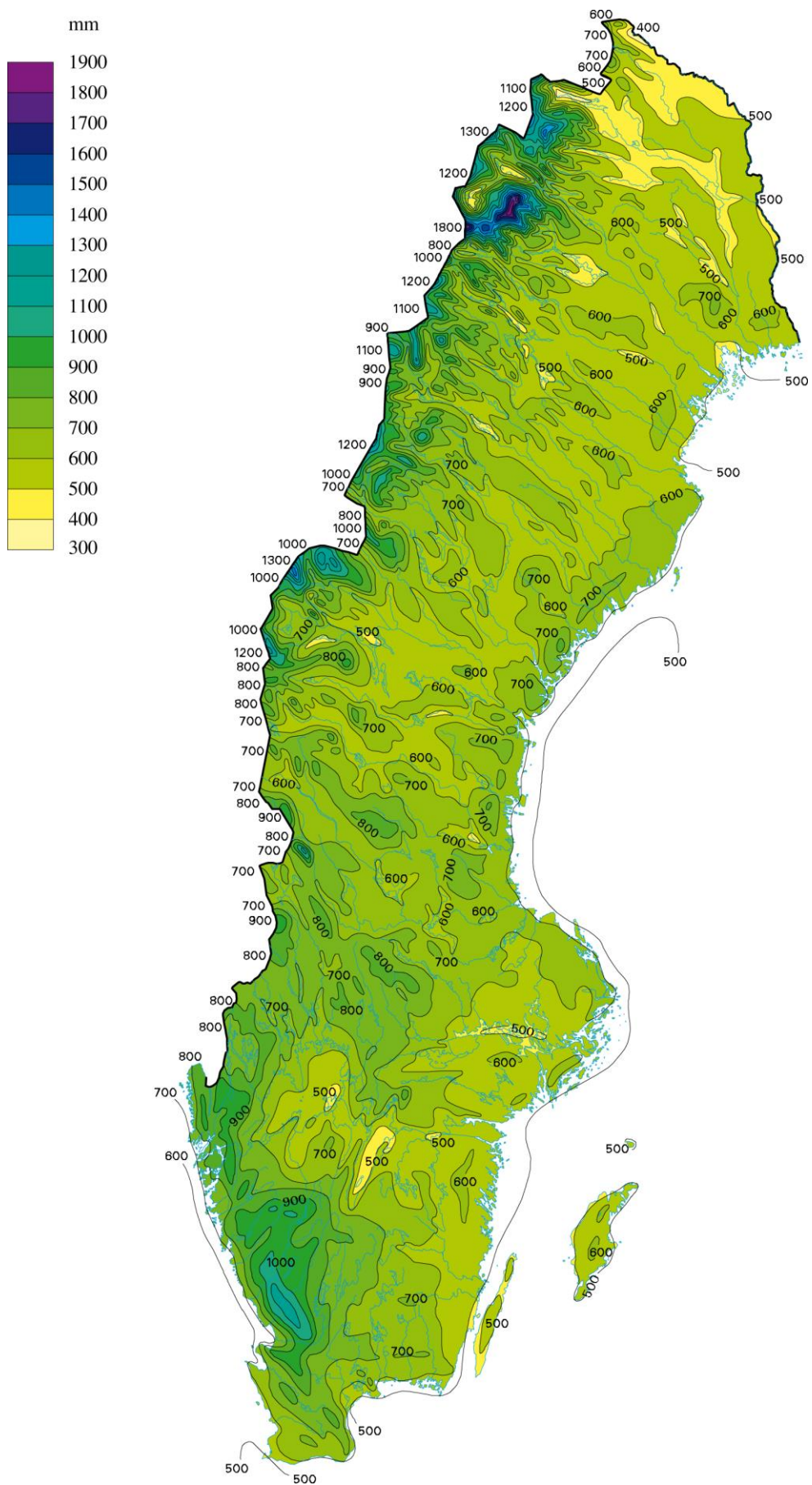
## 2.1.2 Snö

Nederbörd i form av snö kan som tidigare nämnt utgöra en betydande last på takkonstruktioner, där snölasten är större på låglutande tak än för branta tak. Snöns tyngd beror huvudsakligen på densiteten som varierar kraftigt mellan olika typer av snö enligt Tabell 2.2 (SMHI, 2016d).

Tabell 2.2. Varierande densitet för snö (SMHI, 2016d).

Densitet för olika typer av snö	kg/m <sup>3</sup>
Mycket fluffig snö	< 30
Nyfallen torr nysnö	30-100
Våt nysnö	100-200
Vindpackad nysnö	200
Packad servintersnö	200-300
Vårnsnö under avsmältningens slutskede	400

Med utgångspunkt från snöns densitet kan ett visst snödjup räknas om till en ekvivalent mängd smält vatten eller som en last per kvadratmeter. Exempelvis motsvarar 10 cm vindpackad nysnö med densiteten 200 kg/m<sup>3</sup> en vattenmängd på 20 mm och en last på 20 kg/m<sup>2</sup>. Trots att densiteten ökar från 200 kg/m<sup>3</sup> till vattens densitet på 1000 kg/m<sup>3</sup> när snön smälter förblir den totala lasten på ett tak oförändrad. Med andra ord blir snön inte tyngre vid töväder, under förutsättning att ingen ny snö faller vilket givetvis ökar lasten på taket. Även regn kan bidra till ökad belastning om snön suger upp mer vatten än vad som rinner av från taket (SMHI, 2016d).



Figur 2.2. Uppmått årsnederbörd för normalperioden 1961-1990 (SMHI, 2015d).

Vid dimensionering betraktas snö som en variabel last och definieras av den snölast som i genomsnitt återkommer en gång på 50 år (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2010). Snölasten på mark,  $s_k$ , uttrycks som kraft per horisontell ytenhet och varierar geografiskt från 1,0 kN/m<sup>2</sup> i södra Sverige till 5,5 kN/m<sup>2</sup> i Norrlands fjälltrakter, se Figur 2.3 (Boverket, 2015). Den verkliga snölasten som uppstår på en takkonstruktion skiljer sig emellertid från snölasten på marknivå. Anledningen är att byggnadens utformning och läge har en avgörande betydelse för påverkan av vind som på ett tak i oskyddat läge bidrar till att reducera den genomsnittliga snölasten. (Isaksson et al., 2010). Vinden kan även ge upphov till drivbildning och stor variation av snödjupet på närliggande platser. Till följd av snödrift kan snön på taket fördelas ojämnt och koncentreras i snöfickor, vilket medför att belastningen på taket ökar lokalt. Vid töväder kan snölasten omfördelas när smältvattnet flyter ut eller då snön förflyttas på lutande ytor genom ras eller glidning (SMHI, 2016d).

### 2.1.3 Is

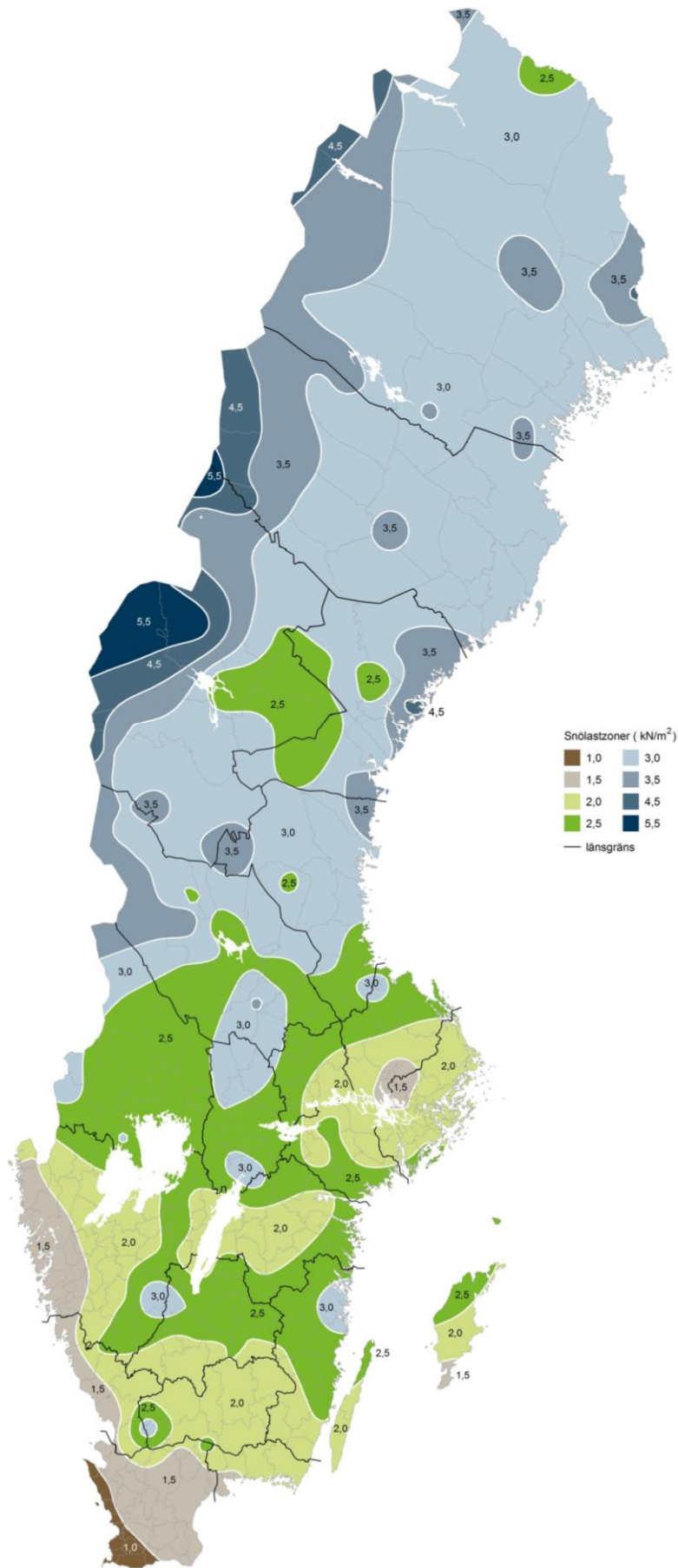
Vid minusgrader kan smältvatten från snö eller kvarstående regnvatten på taket frysa till is, varvid det finns risk att tätskiktet slits sönder till följd av temperaturrelater i is som frusit fast på taket. Utöver detta kan solstrålning eller värmeläckage inifrån byggnaden bidra till att det bildas istappar vid takfoten samtidigt som takets avvattningsystem riskerar att blockeras av isbildning (Sandin, 2007).

## 2.2 Extrem nederbörd

*Extrem nederbörd* avser regnmängder som tydligt avviker från det normala, exempelvis under en timme, dag eller månad. Stora mängder regn förekommer framför allt som häftiga skyfall eller kraftiga åskskurar med relativt kort varaktighet. Dessutom kan betydande regnmängder uppkomma i samband med att flera regn passerar efter varandra även om regnen var för sig inte ger upphov till några extrema regnmängder. Ofta benämns regnmängder på 40 mm/dygn som skyfall trots att skyfall mer exakt definieras som mängder över 50 mm/h, se Tabell 2.1. Ännu större nederbördsmängder på upp emot 90 mm under ett dygn medför höga vattenflöden och risk för ras och översvämningar i utsatta områden (SMHI, 2015a). Med utgångspunkt från olika klimatdata är det möjligt att närmare analysera hur den extrema nederbörden förändrats över tid för att därefter kunna göra rimliga antaganden om framtida nederbörd.

### 2.2.1 Historisk förändring

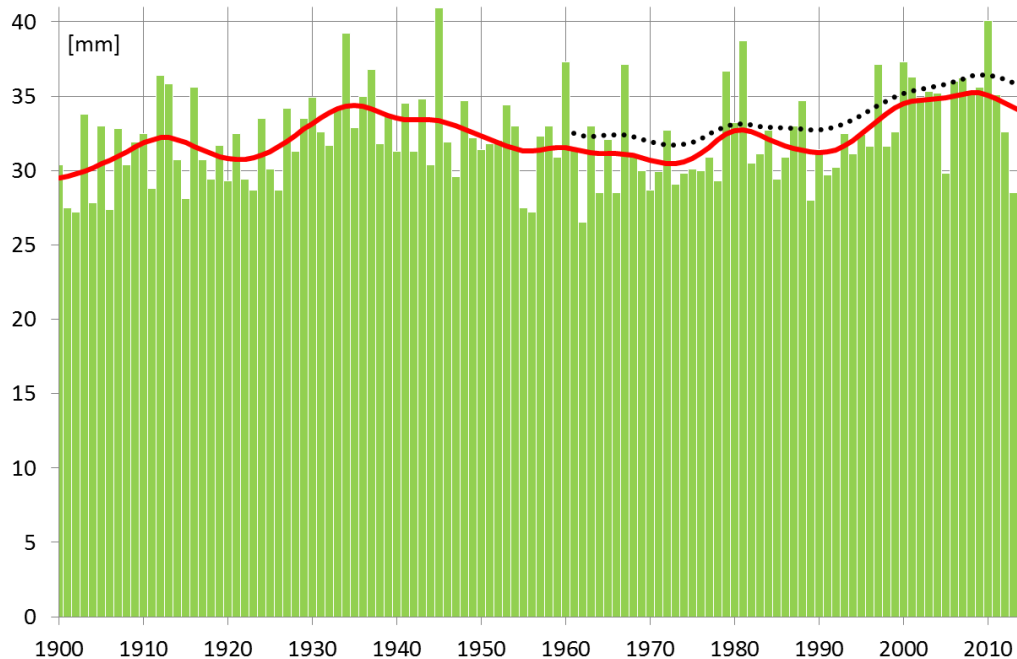
För att ta reda på vilka nederbördsmängder ett yttertak kan utsättas för kan flera mätningar från SMHI utnyttjas. SMHI har nämligen kartlagt antalet fall med extrem nederbörd under det senaste århundradet, både vad gäller extrem punktnederbörd och extrem arealnederbörd (SMHI, 2015a). Resultatet från mätningarna har sammanställts av Wern (2012) i rapporten *Extrem nederbörd i Sverige under 1 till 30 dygn, 1900 - 2011*. Mer exakt baseras kartläggningen på digitala klimatdata från år 1900 - 2011.



Figur 2.3. Snözoner för snölast på mark,  $s_k$ , i kN/m<sup>2</sup> (Boverket, 2015).

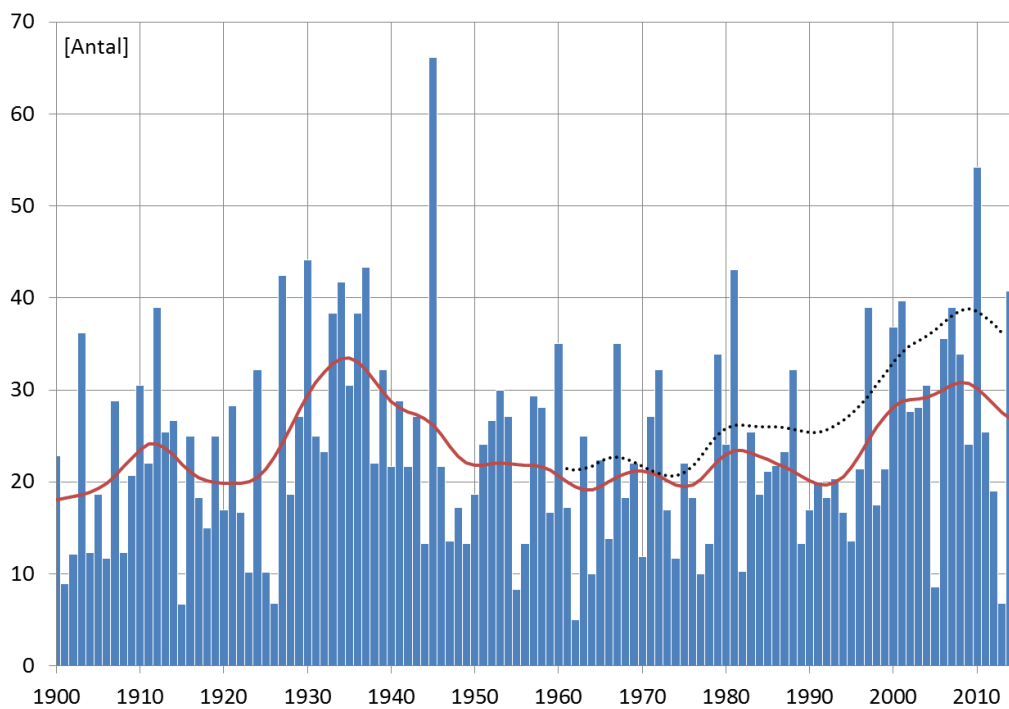
Under perioden har antalet mätpunkter varierat stort från i genomsnitt 64 väderstationer år 1880-1950, till 131 stationer år 1951-1960, för att slutligen öka till omkring 740 väderstationer från 1961 fram till idag. Det genomsnittliga avståndet mellan väderstationerna var i sin tur ungefär 25 km under perioden 1961-2011, men trots det relativt korta avståndet rapporteras ibland om stora lokala skyfall som inte registrerats av någon station (Wern, 2012).

I rapporten *Extrem nederbörd i Sverige under 1 till 30 dygn, 1900 – 2011* (Wern, 2012) studeras extrem punktnerbörd utifrån nederbörds­mätningar på en specifik väderstation, till skillnad från extrem arealnederbörd som avser mätningar över ett större område på 1000 km<sup>2</sup>. Efter mätningar av den extrema punktnerbörden under 1 till 30 dygn sammanställer Wern (2012) de observerade värdena till årets största 1-, 2-, 4-, 7-, 14- och 30-dygnsnederbörd. I Figur 2.4 nedan visas hur den extrema 1-dygnsnederbörden överlag ökat i Sverige från år 1900 fram till 1930- och 1940-talet. Därefter har nederbörden minskat lite fram till 1970-talet då den extrema punktnerbörden återigen ökat fram till idag (Wern, 2012). Totalt sett har emellertid ingen större förändring skett, utan Figur 2.4 pekar enbart på en svag ökning av nederbörden över tid.



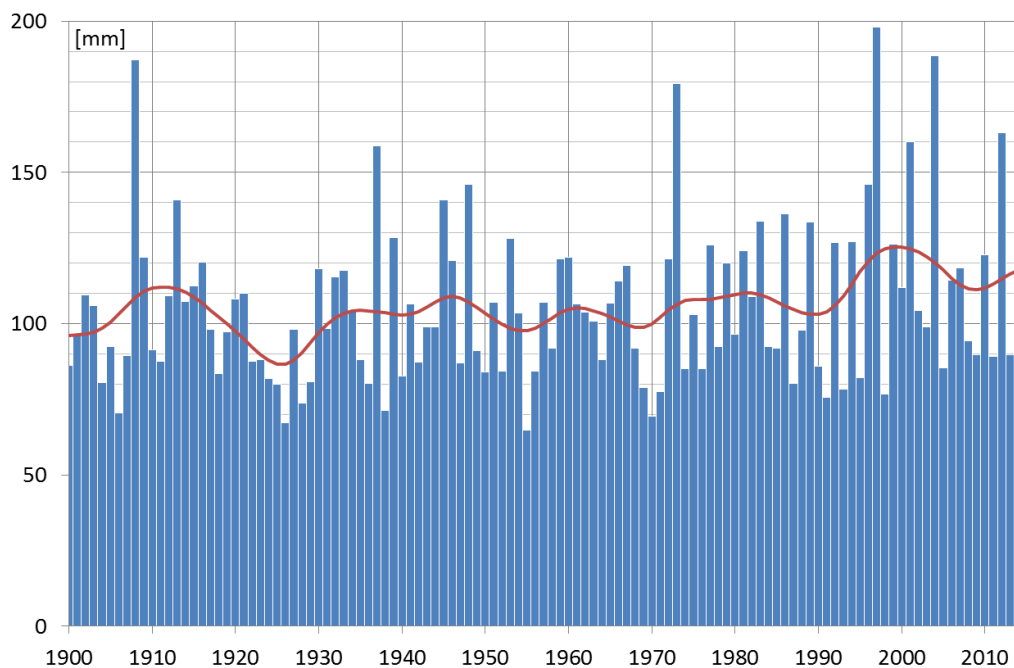
Figur 2.4. Medelvärdet av årets största 1-dygnsnederbörd baserat på 60 utvalda väderstationer, där den röda kurvan visar en utjämnad fördelning av staplarna och den svartprickiga kurvan avser samtliga stationer som varit i drift under respektive år. Figuren är uppdaterad till och med år 2014 (SMHI, 2015b).

Vidare redovisas antal fall per år och per väderstation då 1-dygnsnederbörden överstigit 40 mm, se Figur 2.5 (Wern, 2012).



Figur 2.5. Antalet fall i Sverige med 1-dygnsnederbörd på minst 40 mm per år för 60 utvalda väderstationer, där den röda kurvan visar en utjämnad fördelning av staplarna och den svartprickiga kurvan avser samtliga stationer som varit i drift under respektive år. Figuren är uppdaterad till och med år 2014 (SMHI, 2015b).

Den absolut största nederbörden under respektive år som uppmänts vid någon väderstation framgår av Figur 2.6. I figuren visas bland annat det nuvarande rekordet på 198 mm nederbörd som föll under ett dygn den 28 juli 1997 i Fagerheden, Norrbotten (SMHI, 2015i).



Figur 2.6. Årets största nederbörd uppmänt vid någon av SMHI:s väderstationer, där den röda kurvan visar en utjämnad fördelning av staplarna. Figuren är uppdaterad till och med 2014 (SMHI, 2015c).

Även på senare år har det förekommit flera kraftiga regn som resulterat i nya rekordnoteringar. Söndagen den 31 augusti 2014 drabbades Malmö av extrema regnmängder när det på 24 timmar föll så mycket som 100,1 mm nederbörd, vilket orsakade allvarliga översvämningar i staden. Det extremt kraftiga regnet blev nytt rekord för största dygnsnederbörd i Malmö och gav även upphov till nya rekordnoteringar med avseende på största nederbördsmängd under en timme (31,6 mm) samt största nederbördsmängd under en kvart (17,6 mm) (SMHI, 2014). Enligt SMHI mäts dygnsnederbörden från klockan 07.00 till 07.00 (sommartid 08.00) nästa dygn. Följaktligen inträffade skyfallet under två olika nederbördsdygn, där den totala mängden regn under lördag och söndag uppgick till 107,4 mm (SMHI, 2014). Utifrån återkomsttider för 2-dygnsnederbörd i *Extrem nederbörd i Sverige under 1 till 30 dygn, 1900 - 2011* framgår att regnmängden 107,4 mm i Malmö har en återkomsttid på 100 år, se Figur 2.9 d) (Wern, 2012).

*Återkomsttiden* beskriver sannolikheten för att en extrem händelse inträffar. Om ett regn till exempel har återkomsttiden 100 år innebär det att regnet i genomsnitt inträffar, eller överträffas, en gång på 100 år. Återkomsttiden  $T$  är omvänt proportionell mot sannolikheten  $p$  enligt:

$$p = \frac{1}{T} \quad (2.1)$$

vilket medför att sannolikheten för att ett 100-årsregn ska inträffa under ett enskilt år är 1 %. Sannolikheten att 100-årsregnet överskrids någon gång under 100 år är däremot 63 %, vilket beror på att risken ackumuleras för varje år (Wern, 2012).

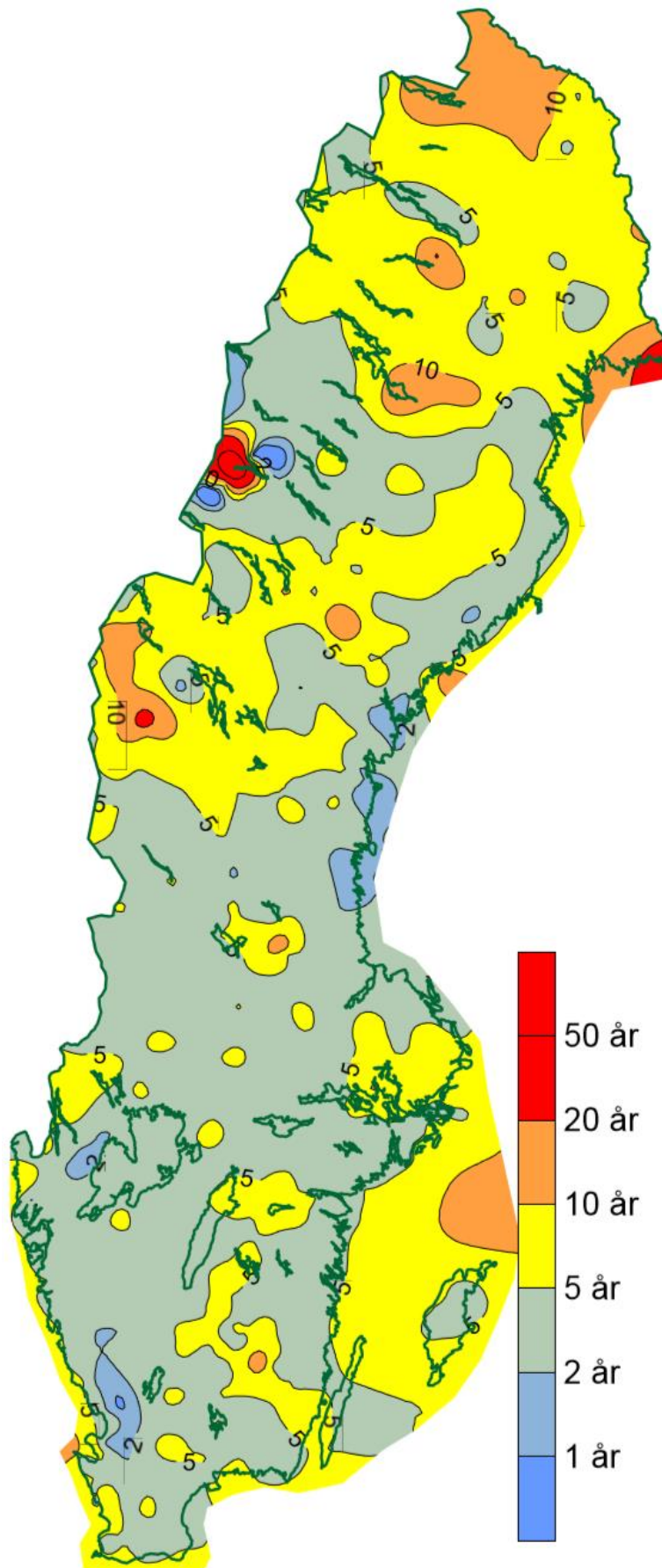
Vad gäller mängden nederbörd som i genomsnitt faller under ett dygn har Wern (2012) gjort en extremvärdesanalys utifrån observerade rekordnoteringar. Analysen pekar på att minst 146 mm nederbörd uppmäts på någon väderstation en gång vart tionde år, samtidigt som regnmängder på minst 209 mm uppmäts en gång på 100 år. Värt att nämna är att det nuvarande rekordet på 198 mm under ett dygn enbart har en återkomsttid på 70 år enligt analysen. De beräknade regnmängderna för olika återkomsttider redovisas i Tabell 2.3 för olika delar av Sverige.

Tabell 2.3. 1-dygnsnederbörd (mm) för olika återkomsttider på någon väderstation i Sverige (Wern, 2012).

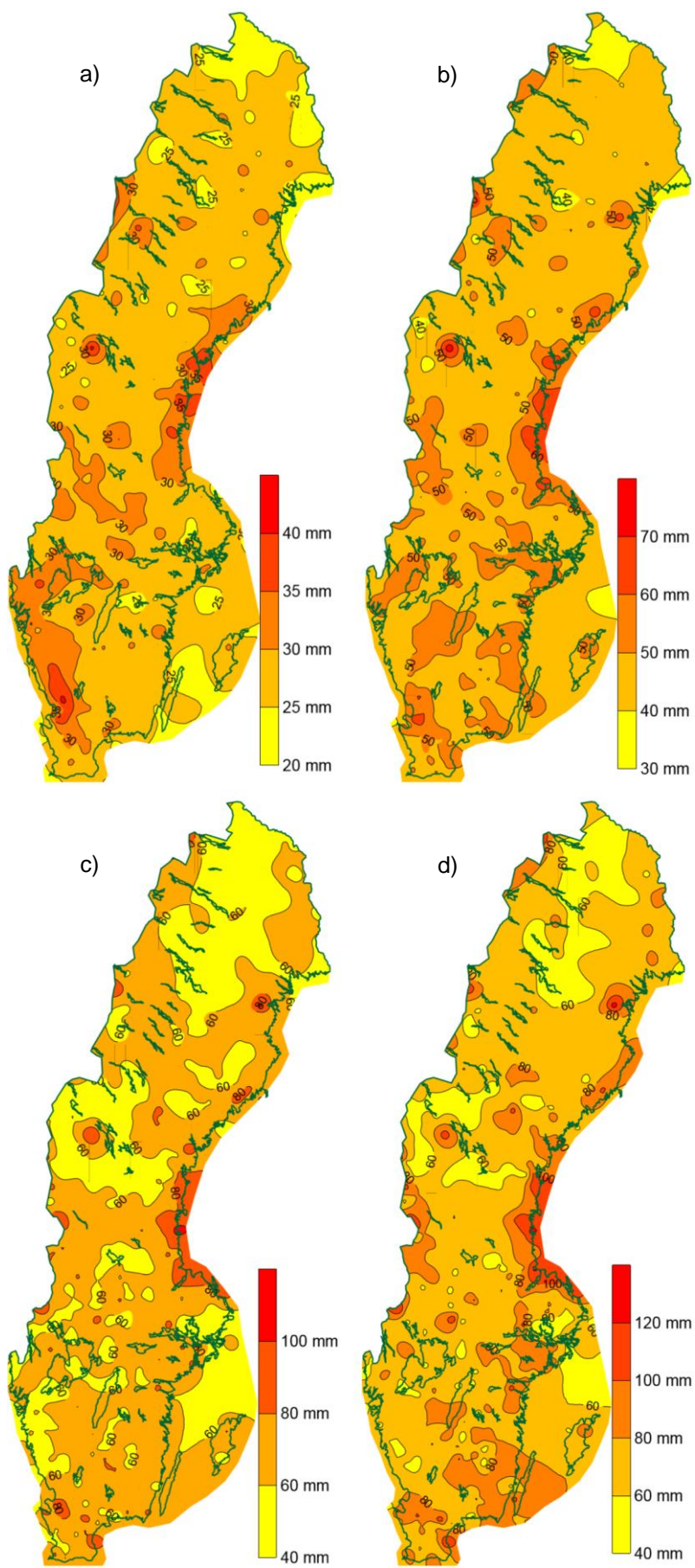
Återkomsttid	1 år	5 år	10 år	20 år	50 år	100 år
Götaland	78	107	120	133	151	164
Svealand	76	110	125	142	166	185
Södra Norrland	74	101	113	125	141	153
Norra Norrland	70	92	104	118	139	157
Hela Sverige	96	130	146	164	188	209

Utifrån nederbördsstatistiken för år 1961 - 2011 har Wern (2012) även beräknat återkomsttiden för skyfall med minst 40 mm regn under ett dygn i Sverige, se Figur 2.7. Av figuren framgår att det i genomsnitt inträffar ett skyfall vart andra till vart femte år i Sverige överlag, med undantag för delar av Norrland där det faller minst 40 mm nederbörd mellan vart femte och vart tionde år. I Figur 2.8 och Figur 2.9 på nästa uppslag redovisas även kartor över Sverige med beräknade återkomsttider på 1, 10, 50 och 100 år för 1-dygns- och 2-dygnsnederbörd baserat på nederbördsstatistik för perioden 1961-2011 (Wern, 2012).

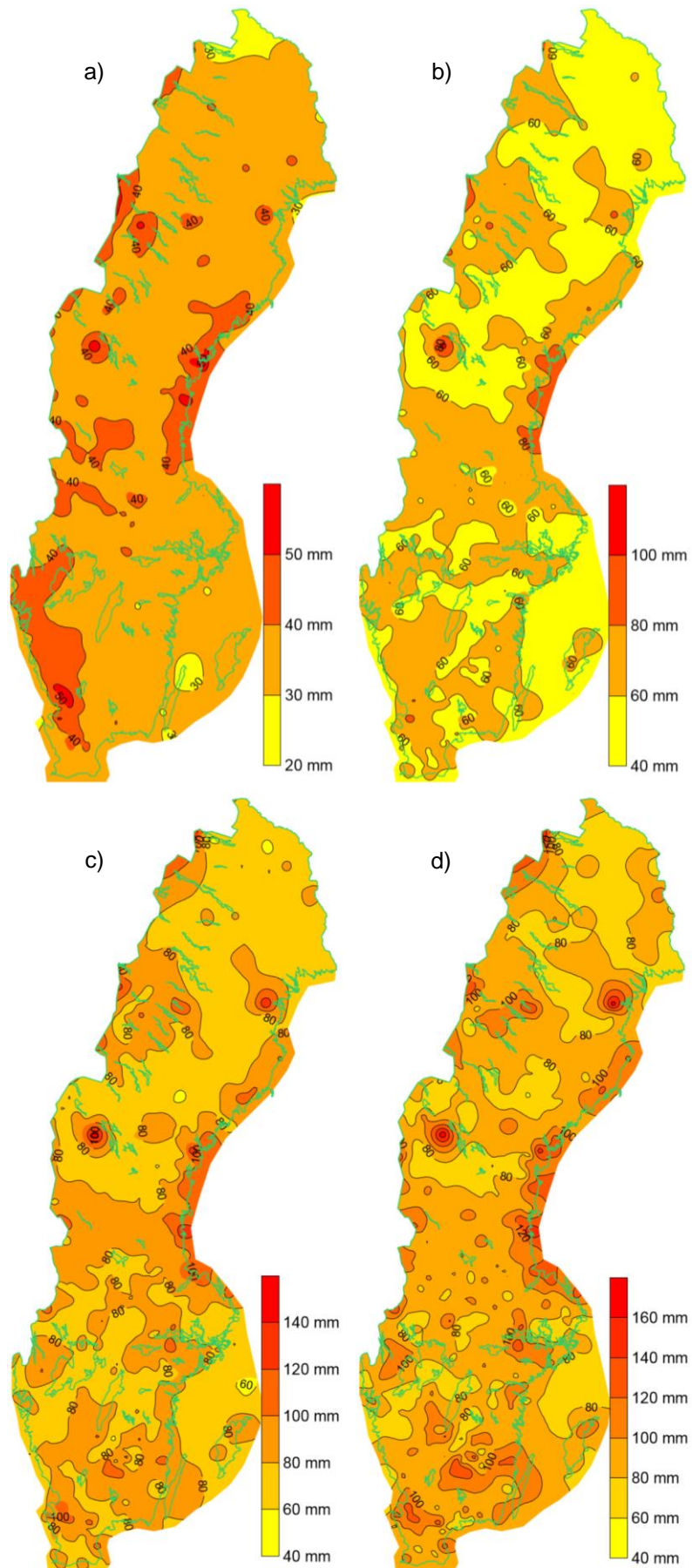




Figur 2.7. Återkomsttid för minst 40 mm nederbörd under ett dygn (Wern, 2012).



Figur 2.8. 1-dygnsnederbörd med en återkomsttid på 1 år (a), 10 år (b), 50 år (c) och 100 år (d) (Wern, 2012).



Figur 2.9. 2-dygnsnederbörd med en återkomsttid på 1 år (a), 10 år (b), 50 år (c) och 100 år (d) (Wern, 2012).

## 2.2.2 Klimatscenarier

För att få en uppfattning om nederbördsmängder i framtiden används *klimatscenarier* baserade på olika klimatmodeller. En *klimatmodell* är en tredimensionell matematisk beskrivning av jordens atmosfär, landyta, hav, sjöar och is. Genom att dela upp jorden i ett rutnät, där varje ruta innefattar atmosfären ovanför, fås en volym inom vilken förändringar i temperatur, nederbörd och vindförhållanden kan studeras. För att beskriva processerna över hela jorden används globala klimatmodeller (GCM) med ett relativt glest rutnät med sidorna 100-300 km. Globala klimatmodeller ligger i sin tur till grund för mer detaljerade regionala klimatmodeller (RCM) som fokuserar på mindre områden och ofta har en upplösning på 50 km (SMHI, 2016c).

Ofta används klimatmodeller för att undersöka hur klimatet förändras vid olika halter av växthusgaser i atmosfären. För att kunna göra antaganden om framtiden har FN:s klimatpanel, IPCC (*Intergovernmental Panel on Climate Change*), tagit fram olika utsläppsscenarioer som utgör underlag till klimatmodeller. Utsläppsscenarioerna, även kallade SRES-scenarioer (*Special Report on Emission Scenarios*), baseras på antaganden om världens framtida utveckling vad gäller ekonomi, befolkningstillväxt, globalisering, miljövänlig teknik, etc. (SMHI, 2016c).

På senare år har dock nya scenarioer för klimatpåverkan utvecklats utifrån nya ekonomiska och meteorologiska data (SMHI, 2015f). De tidigare utsläppsscenarioerna, SRES, ersattes år 2013 då FN:s klimatpanel i den femte och senaste utvärderingsrapporten om klimatläget, *Climate Change 2013: The Physical Science Basis (AR5)* (IPCC, 2013), presenterade en ny generation strålningsscenarioer, även benämnda RCP-scenarioer (*Representative Concentration Pathways*) (Sjökvist et al., 2015). RCP-scenarioerna beskriver atmosfärens strålningsbalans beroende på halten växthusgaser och baseras på mätningar av strålningsdrivning definierad som ”*skillnaden mellan hur mycket energi solstrålningen som träffar jorden innehåller och hur mycket energi som jorden strålar ut i rymden igen*” (SMHI, 2015f). Ökade utsläpp av växthusgaser leder därmed till ökad strålningsdrivning, vilket i sin tur medför att jordens globala temperatur stiger.

Den nya uppsättningen scenarioer preciserar fyra olika utvecklingsvägar för det framtida klimatet utifrån koldioxidutsläpp, befolkningstillväxt, areal jordbruksmark, teknikutveckling, graden av politiska klimatåtgärder etc. I det följande ges en kortfattad beskrivning av de fyra RCP-scenarioerna, där respektive scenario är namngivet efter den nivå av strålningsdrivning ( $W/m^2$ ) som uppnås år 2100, jämfört med förindustriella nivåer innan år 1750 (SMHI, 2015f).

- **RCP2,6** – Kraftfull klimatpolitik gör att utsläppen av koldioxid kulminerar omkring år 2020, samtidigt som halten växthusgaser genererar en strålningsdrivning på  $2,6 W/m^2$  år 2100.
- **RCP4,5** – Aktiv klimatpolitik medför att koldioxidutsläppen ökar fram till år 2040, samt att strålningsdrivningen stabiliseras på  $4,5 W/m^2$  före år 2100.
- **RCP6,0** – Koldioxidutsläppen når sin höjdpunkt år 2060 med nivåer som är 75 % större än idag, samtidigt som strålningsdrivningen är  $6,0 W/m^2$  år 2100.
- **RCP8,5** – Fortsatt ökade utsläpp av koldioxid resulterar i att koldioxidutsläppen år 2100 är tre gånger större än dagens nivåer, samt att strålningsdrivningen når  $8,5 W/m^2$  år 2100.

Värt att understryka är att RCP-scenarioerna inte är förutsägelser eller prognoser av framtiden, samtidigt som det inte går att säga vilket alternativ som är det rätta. RCP-scenarioerna ska således

enbart betraktas som möjliga alternativ för hur den framtida klimatutvecklingen påverkas av vilka val som görs. Följaktligen kan scenarierna med fördel användas som underlag vid beslut om utsläppsregleringar eller liknande åtgärder med syftet att begränsa människans negativa klimatpåverkan (SMHI, 2015f).

Begreppet klimatscenario avser i sin tur ett utsläpps- eller strålningsscenario som under en angiven tidsperiod kombineras med en global eller regional klimatmodell (SMHI, 2016c). För att kunna upptäcka förändringar i klimatet används vanligtvis referensperioden 1961 - 1990 vid en jämförelse av framtida klimatdata och historiska mätningar (Sjökvist et al., 2015).

### **2.2.3 Framtida nederbörd**

Enligt flera klimatprognoser förväntas förekomsten av extrem nederbörd att öka i framtiden i takt med att jordens klimat blir allt varmare. Generellt sett visar olika klimatscenarier på att nederbörden i Sverige kommer att öka eftersom en varmare atmosfär kan innehålla mer vattenånga vilket möjliggör kraftigare nederbörd (Wern, 2012). Det saknas dock fortfarande tillräcklig kunskap för att med säkerhet veta hur mängden och förekomsten av extrem nederbörd påverkas av klimatförändringarna. Av denna anledning pågår ett ständigt arbete med att analysera olika klimatdata, vilket i Sverige huvudsakligen görs på Rossby Centre som är SMHI:s klimatmodelleringsenhet. På Rossby Centre analyseras olika klimatscenarier utifrån strålningsscenarierna RCP2,6, RCP4,5, RCP8,5 samt det äldre utsläppsscenariet SRES A1B. Resultatet från SMHI:s klimatforskning är fritt tillgängligt på deras hemsida där klimatscenarier presenteras på kartor, i diagram och som nedladdningsbara filer (SMHI, 2016a). När det gäller nederbördens förändring hämtas flertalet figurer vilka presenteras i appendix A.1.

Oavsett valt klimatscenario förväntas en gradvis ökning av nederbörden fram till sekelskiftet år 2100 då årsnederbörden beräknas vara betydligt högre än under referensperioden 1961-1990. Enligt strålningsscenariot RCP4,5 ökar nederbörden i Sverige med 10-30 %, där ökningen är störst i norr. Motsvarande analys för scenariot RCP8,5 följer till en början samma mönster för att i slutet av århundradet visa en något större nederbördsökning på 15-40 %. Likaså indikerar klimatscenarierna att årsnederbörden i större delen av Sverige kommer att öka för samtliga årstider, även om störst ökning märks under vintern, våren och hösten. Under sommaren är ökningen däremot liten, särskilt i södra Sverige där årsnederbörden i princip är oförändrad (Sjökvist et al., 2015). Utöver detta förväntas den största dygnsnederbörden i Sverige att öka under alla säsonger och ungefär lika mycket över hela landet. Enligt beräkningar kommer den största dygnsnederbörden omkring år 2100 vara 10-50 % större än under normalperioden 1961-1990, beroende på vilket klimatscenario som används (SMHI, 2015h).

För extrema väderhändelser är det emellertid ännu svårare att se tydliga förändringar eftersom händelserna är ovanliga och till synes förekommer helt slumpmässigt. Trots stora osäkerheter uppskattas den extrema nederbörden öka med omkring 10-20 % i hela Sverige (SMHI, 2015j). I nuläget pekar resultatet från olika klimatscenarier på att extrema regn i framtiden dels kommer att inträffa oftare, dels vara intensivare och ge större regnmängder på kortare tid (Wern, 2012). Även om spridningen är stor beräknas en generell ökning på 10-15 % när det gäller intensiteten för kraftiga skyfall under sommaren i Sverige. För regn med en återkomsttid på 10 år och en

varaktighet på 10 minuter, en timme eller ett dygn, förväntas i sin tur att regnintensiteten ökar med ungefär 10 %. Vid en jämförelse av klimatnormalerna 1961-1990 och 2071-2100 i Sverige kommer troligtvis ett regn som tidigare i genomsnitt förekommit en gång på 20 år att i framtiden återkomma efter 6-10 år under sommaren och efter 2-4 år på vintern (SMHI, 2015b).

Vidare kan stora vattenflöden och så kallade 100-årstillrinningar kopplas till extremt väder i form av kraftig snösmältning, häftiga regn eller långa perioder med mycket regn. Analyser av tillrinningen i Sveriges vattendrag indikerar att intensiteten för extrema väderhändelser kommer att öka i framtiden, framför allt i södra Sverige där extrema regn har störst betydelse för de högsta vattenflödena (Sjökvist et al., 2015).

## 3. UTFORMNING AV TAK

För att uppfylla ställda krav och undvika fuktskador krävs att taket utformas på ett korrekt sätt med hänsyn till de belastningar som taket utsätts för. I första hand ska taket skydda byggnaden från yttre klimatpåverkan och täta mot regn, snö och smältvatten. Likaså ska taket utformas med en lämplig konstruktion som kan motstå skadliga deformationer under inverkan av last från nederbörd och vind. Det är även viktigt att takets avvattningssystem är av god funktion med rätt placerade och dimensionerade avlopp som förhindrar kvarstående vatten på taket (Björk, 2005). Förutom detta bör taket också utformas för att förhindra skadlig kondensation, samt möjliggöra avdunstning av byggfukt (Nevander & Elmarsson, 2006).

### 3.1 Indelning av tak

Utöver klimatskyddet har ett tak även stor arkitektonisk betydelse där form, material och konstruktion inverkar på byggnadens visuella uttryck. Utformningen av tak varierar därmed betydligt, varför tak kan delas in på flertalet sätt efter exempelvis takform, taklutning, takstomme, taktäckning samt om det är ett varmt eller kallt tak (Sandin, 2007).

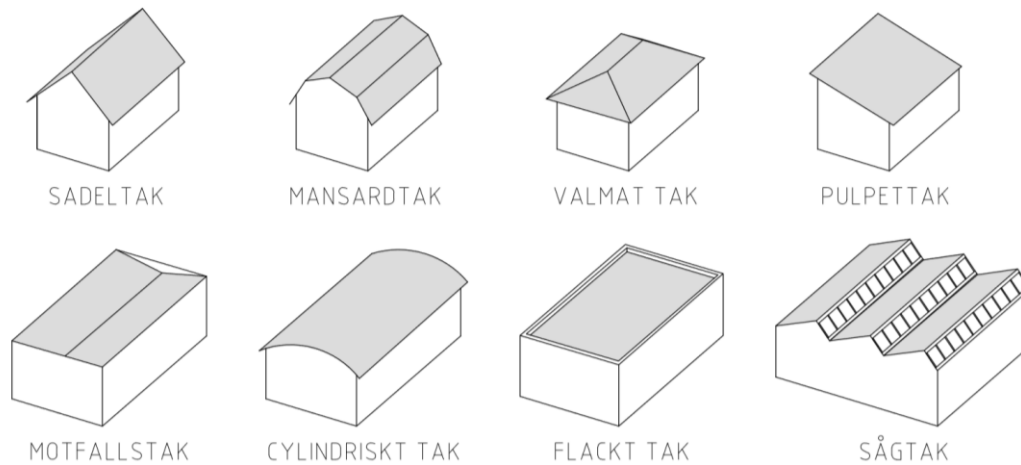
#### 3.1.1 Takform

Formen på ett tak beror huvudsakligen på tekniska, ekonomiska och estetiska aspekter. Ofta bestäms takformen av den bärande takkonstruktionen, där lutningen i sin tur påverkar takets förmåga att avleda nederbörd. De vanligast förekommande takformerna beskrivs nedan och illustreras i Figur 3.1 (Träguiden, 2003).

- **Sadeltak** – ofta förekommande i mindre byggnader och hus med trätakstolar. Takformen gör det möjligt att inreda vindsutrymmet.
- **Mansardtak** – variant av sadeltak med två olika lutningar inom takfallen. Den brantare nedre delen medför bättre utnyttjande av vindsutrymmet.
- **Valmat tak** – sadeltak eller mansardtak med helt eller delvis avskurna gavelspetsar. En speciell variant är *pyramidtaket*.
- **Pulpettak** – enklaste takformen med ensidigt takfall. Utförs med liten taklutning på bredare byggnader och med brantare tak på smala byggnader.
- **Motfallstak** – utgörs av taktytor med flack lutning in mot en rännal eller lågpunkt. Används för flacka tak där avvattningen sker med invändiga avlopp.
- **Cylindriskt tak** – vanligt för hallbyggnader med en bågkonstruktion.
- **Flackt tak** – taklutning 1:100 – 1:16, se avsnitt 3.1.2.

Utöver nämnda takformer finns mindre vanliga varianter som huvudsakligen förekommer på större hallbyggnader. *Sågtak* består av flertalet sammankopplade asymmetriska sadeltak och förekommer ofta på industribyggnader där de brantare delarna kan förses med fönster för att

tillåta ljusinsläpp. Vid behov av stora fria ytor, exempelvis i idrottshallar, är även mycket lätta takkonstruktioner som *hängtak* (kabeltak) ett alternativ. Ytterligare en variant är *rännalstaket* som utgörs av flera ihopkopplade sadeltak, ofta med lutningen 1:16 för att säkerställa god vattenavrinning (Björk, 2005).



Figur 3.1. Vanligt förekommande takformer (enligt Träguiden, 2003).

Vidare kan takets form och orientering bidra till uppkomsten av partier som ofta ligger i skugga eller är skyddade från vind, exempelvis områden vid sågtak, rännalor eller bakom olika hinder. I dessa utrymmen kan så kallade snöfickor uppstå där snön anhopas till betydligt större djup än övriga delar av taket (Björk, 2005). Om snön koncentreras till vissa områden av taket kan den ge upphov till isbildning eller orsaka större nedböjningar, vilket ökar risken för ansamlingar av vatten. Likaså finns det risk för invändiga kondensproblem eftersom snöns isolerande förmåga bidrar till att hålla yttertaketts undersida kall en längre tid än omgivande tak (STG, 2013).

### 3.1.2 Taklutning

Med avseende på lutning kan tak delas in i branta, låglutande och flacka tak. På villor dominerar branta tak, medan större och bredare byggnader ofta utformas med låglutande eller flacka tak för att taken inte ska bli orimligt höga. Till följd av risken för kvarstående vatten är flacka eller låglutande tak generellt sett förenade med fler problem, och ett större underhållsbehov, än branta tak (Björk, 2005).

*Branta tak* definieras av en taklutning som är större än 1:4 ( $\sim 14^\circ$ ), se Figur 3.2. På ett brant tak kan vattnet rinna av förhållandevis enkelt, vilket medför att taktäckningen inte behöver vara vattentät utan endast vattenavledande (Björk, 2005). Däremot kan snö och regn genom vindens inverkan tränga in under takbeläggningen, samtidigt som det på branta tak även finns risk för snöras och istappsbildning (Sandin, 2007).

*Låglutande tak* har en lutning mellan 1:16 ( $\sim 3,6^\circ$ ) och 1:4 ( $\sim 14^\circ$ ), se Figur 3.2. På låglutande tak förutsätts vatten kunna rinna av utan problem (Nevander & Elmarsson, 2006). Trots detta finns det risk för kvarstående vatten på låglutande tak, varför vattentäta takbeläggningar krävs för att förhindra läckage. Däremot bidrar den låga lutningen vanligtvis till att inga snöras eller istappar uppkommer på låglutande tak (Björk, 2005).



*Flacka tak* karakteriseras av en lutning mellan 1:100 (~0,6°) och 1:16 (~3,6°), se Figur 3.2. På flacka tak måste vattentäckningen vara helt vattentät och tåla de vattentryck som kan uppkomma till följd av den stora risken för kvarstående vatten under lång tid. På nästintill horisontella tak kan vatten bli stående beroende på nedböjningar av egentyngd och yttre laster, ojämnheter på takytan, igensatta avlopp eller liknande (Nevander & Elmarsson, 2006). För att undvika ansamlingar av vatten är det särskilt viktigt att placera takbrunnar i takets lågpunkter så att takavvattningen fungerar tillfredsställande (Björk, 2005).

Vid nyproduktion av flacka tak rekommenderas en minsta lutning på 1:40 (~1,4°) för att säkerställa vattenavrinningen och förhindra kvarstående vatten (Tätskiktsgarantier, 2016). För lutningar mindre än 1:40 förekommer även benämningen *terrasstak*, vars vattentäta skikt ur fuktsynpunkt ska ha en lutning större än 1:100 (~0,6°) (Träguiden, 2003). Om taket har ännu mindre lutning eller är helt plant kallas det ett *horisontellt tak* (Björk, 2005).



Figur 3.2. Vanliga lutningsförhållanden och motsvarande taklutning.

### 3.1.3 Takstomme

Den bärande stommen i ett tak kan se ut på många olika sätt och ska bidra till att motstå de laster som konstruktionen utsätts för. Ofta kan det bärande systemet delas in i en *primärstomme* och en *sekundärstomme*, där sekundärbärverkets uppgift är att leda lasterna till det primära bärverket som i sin tur för ned lasterna till grunden (Isaksson et al., 2010).

I mindre byggnader utgörs stommen till yttertaket vanligtvis av takstolar i varierande utförande. För bostadshus med branta tak kan exempelvis en ramverkstakstol användas vid en spännvidd på 6-12 m. Vid mindre taklutningar används ofta en fackverkstakstol istället vilken även tillåter spännvidder upp till 15 m. För ännu större spännvidder utgörs det primära bärverket emellertid av fackverk, bågar och ramar i olika material (Sandin, 2007). Den sekundära stommen kan i sin tur bestå av takåsar och takplåt som utgör underlag för taktäckningen (Björk, 2005).

En annan variant som framför allt förekommer i flerbostadshus är det uppstolpade taket, vilket ofta vilar på ett bärande vindsbjälklag av betong. Uppstolpade tak kan antingen vara utåtlutande (sadeltak) eller inåtlutande (motfallstak) (Sandin, 2007). För låglutande eller flacka uppstolpade tak utgörs sekundärbärverket oftast av råspont täckt med tätskikt (Björk, 2005).

### 3.1.4 Taktäckning

*Taktäckningen* är de material som förekommer ytterst på taket och utgörs antingen av vattentäta tätskikt eller vattenavledande yttertäckningar (Björk, 2005). De vanligaste taktäckningarna är takpannor, skikt av papp eller gummi, profilerad plåt, falsad plåt samt vegetation på så kallade

gröna tak. Valet av taktäckning beror till stor del på takets lutning eftersom en mindre lutning medför högre krav på takbeläggningens vattentäthet (Sandin, 2007).

Som tidigare nämnt kräver flacka och låglutande tak vattentäta tätskikt i form av takpapp eller gummiduk i ett eller flera lager. Tätskiktets funktion är i sin tur helt beroende av att fogarna mellan de olika våderna är vattentäta och tillräckligt starka. På branta tak utgörs taktäckningen istället av ett yttre och ett inre materialskikt, exempelvis takpannor på ett underlagstak bestående av råspont och asfaltpapp. I detta fall skyddar takpannorna mot yttre klimatpåverkan samtidigt som underlagspappen avleder det vatten som passerat det yttre skiktet (Björk, 2005).

### 3.1.5 Varma och kalla tak

När det gäller takets ventilation och termiska förhållanden skiljs på varma och kalla tak. Generellt sett utformas flacka och låglutande tak som varma tak, medan kalla tak är vanligast för branta taklutningar (Björk, 2005).

I ett *varmt tak* transporteras värme inifrån byggnaden ut genom yttertaket där taktäckningen ligger direkt ovanpå värmeisoleringen (Björk, 2005). Följden blir att taktäckningen får en något högre temperatur än omgivande uteluft, vilket kan leda till att snön på ett varmt tak smälter trots att det är minusgrader ute (Sandin, 2007).

I ett *kallt tak* är däremot värmeisoleringen placerad i bjälklaget under vindsutrymmet, vilket medför att värmen inifrån byggnaden kan ventileras bort innan den når taktäckningen som därmed i stort sett har samma temperatur som uteluften (Sandin, 2007). God ventilation bidrar till att hålla taket kallt och förhindrar därmed snösmältning, vilket i sin tur minskar risken för snöras och uppkomsten av istappar på branta tak (Björk, 2005). En kombination av de två taktyperna är *parallelltaket* som har en smalare luftspalt mellan värmeisolering och taktäckning där en begränsad ventilation kan ske (Sandin, 2007).

## 3.2 Takavvattning

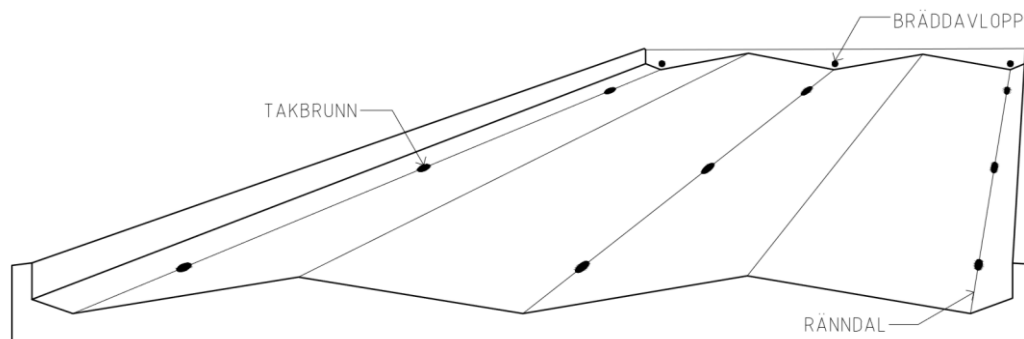
För alla typer av tak krävs ett väl fungerande avvattningssystem för att leda bort regn- och smältvatten under hela året, oavsett klimatförhållanden. Avvattningen av tak sker antingen med *utvändiga takavlopp* eller *invändiga takavlopp*, där valet huvudsakligen beror på taklutningen samt om taket är varmt eller kallt (Björk, 2005).

### 3.2.1 Utvändiga takavlopp

Vanligtvis avvattnas kalla och branta tak med utvändiga avlopp då vattnet leds bort från taket via hängrännor, gesimsrännor eller fotrännor till stuprör och ned till dagvattenledning i mark. Utvändiga avlopp bör däremot inte användas på varma tak till följd av risken för isbildning. Förklaringen bakom är att värmetransporten genom varma tak gör det möjligt för snön att smälta närmast takytan, varefter smältvattnet når de kalla utvändiga avloppen där vattnet fryser till is som sätter igen avvattningssystemet (Nevander & Elmarsson, 2006).

### 3.2.2 Invändiga takavlopp

Låglutande och varma tak utformas oftast med invändiga takavlopp som eliminerar risken för att vattnet i stuprören fryser till is. Vid invändiga avlopp leds vattnet från den lutande takytan via ränndalar till takbrunnar och invändiga stuprör kopplade till dagvattensystemet. I Sverige dimensioneras dagvattensystemet i regel utifrån en sannolik regnintensitet på  $0,013 \text{ l/s}\cdot\text{m}^2$ , vilket motsvarar ett regn med varaktigheten 10 minuter och återkomsttiden 5 år (SS 82 40 31, 1988). Den angivna regnintensiteten är dock något överdimensionerad för att ta hänsyn till risken att avlopp, rännor och stuprör kan sättas igen av framför allt löv och smuts, men även av is vintertid. För att förhindra kvarstående vatten på taket vid eventuella stopp är det viktigt att det invändiga avvattningssystemet utformas med bräddavlopp, vilka enligt rekommendation ska kunna svälja minst tre gånger det dimensionerande flödet (Nevander & Elmarsson, 2006). För närmare anvisningar när det gäller dimensionering av dagvattensystem och takavvattning hänvisas till SS 82 40 31 och AMA Hus.



Figur 3.3. Invändig takavvattning med takbrunnar och bräddavlopp i horisontella ränndalar (enligt STG, 2013).

Det invändiga avvattningssystemets rörledningar kan i sin tur utformas på två sätt, antingen med *självfällssystem* (frifallssystem) eller med *fullflödessystem* (UV-system). I självfällssystem används rör med grövre dimensioner, minst 100 mm i diameter, där vattnet får rinna fritt och oftast inte fyller upp mer än en tredjedel av röret. För att självfällssystemet ska fungera får det inte finnas partier med horisontella rörledningar, samtidigt som atmosfärstryck bör råda i större delen av rörsystemet (Björk, 2005).

I fullflödessystem utnyttjas klenare rör som kan fyllas helt vid intensiv nederbörd på taket. Fullflödessystemet fungerar genom att vattnet rinner till och successivt fyller rörsystemet. När rören är helt vattenfyllda uppstår ett undertryck och ett sug i rörsystemet vilket gör att vattnet flödar bort från taket i hög hastighet. Av denna anledning fungerar fullflödessystemen bäst för stora regnmängder, under förutsättning att rörsystemet tål de undertryck som uppstår och att alla takbrunnar tar in vatten. Takbrunnarna måste nämligen samverka för att undvika att någon brunn släpper in stora mängder luft och därmed omöjliggör ett sug i rörsystemet. Vidare kan det vara komplicerat att komplettera avvattningssystemet med fler brunnar eftersom det krävs balans i flöde och tryckfall mellan de olika delarna av ett fullflödessystem. En stor fördel med fullflödessystemet är emellertid att de mindre rören kan placeras horisontellt och exempelvis hängas i tak eller förläggas frostskyddade i isoleringen på ett vindsbjälklag. Dessutom medför fullflödessystemets höga flödes hastighet och fyllnadsgrad att rören spolas rena vid kraftiga

regnvåder (Björk, 2005). Fullflödessystemets klenare rör sätts däremot lättare igen av skräp, löv eller liknande, vilket i sin tur ställer högre krav på regelbunden tillsyn. För att upprätthålla funktionen krävs därmed att takbrunnar rensas och rengörs kontinuerligt, vilket gäller för både fullflödessystem och självfallssystem (STG, 2013).

### 3.3 Regelverk

I samband med dimensionering och utformning av olika konstruktioner finns flertalet regelverk att förhålla sig till. Dels ställer myndigheterna olika krav på byggnader genom lagstiftning, dels kan involverade aktörer formulera ytterligare krav vid behov. Ofta ställs flera funktionskrav på en byggnad, samtidigt som det även förekommer anvisningar och rekommendationer om utförande och materialval. I det följande ges en kortfattad beskrivning av de förmodligen mest kända regelverken vad gäller byggande i Sverige.

#### 3.3.1 BBR

*Boverkets byggregler*, BBR, är en författning som innehåller föreskrifter och allmänna råd till plan- och bygglagen, PBL, (2010:900), samt plan- och byggförordningen, PBF, (2011:338). Föreskrifterna gäller i Sverige vid uppförandet av nya byggnader, mark- och rivningsarbeten, samt vid ändring av byggnader (Boverket, 2011). I BBR anges huvudsakligen funktionskrav vilka enbart talar om vilka funktioner den färdiga byggnaden ska ha och inte exakt hur byggnaden ska utformas. Däremot kan de allmänna råden i BBR användas som vägledning och ge rekommendationer på tillämpningar som kan eller bör göras för att uppfylla funktionskraven.

I BBR finns regler gällande tillgänglighet, bostadsutformning, rumshöjd, driftutrymmen, brandskydd, hygien, hälsa och miljö, bullerskydd, säkerhet vid användning samt energihushållning. Tidigare förekom även regler avseende bärförmåga, stadga och beständighet vilka har upphävts genom BFS 2013:14 (Boverket, 2011). Istället hänvisas till *Boverkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)*, EKS.

#### 3.3.2 Eurokod & EKS

*Eurokoder* är samlingsnamnet på europagemensamma regler för dimensionering av byggnader och byggnadsverk. Till följd av skillnader i geologi, klimat, levnadssätt och säkerhetsnivå mellan olika länder kompletteras eurokoderna med en nationell bilaga för specifika föreskrifter i respektive land. I Sverige återfinns de nationella valen i *Boverkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)*, EKS, som tillsammans med eurokoderna utgör de svenska reglerna för verifiering av bärförmåga, stadga och beständighet (Boverket, 2016).

#### 3.3.3 AMA

*Allmän material- och arbetsbeskrivning*, AMA, kan ses som byggbranschens gemensamma språk och ett hjälpmedel för att uppnå kvalitetssäkrat byggande. AMA baseras på flera års erfarenheter från byggbranschen och innehåller åtskilliga beskrivningar av beprövade lösningar när det kommer till utförande och materialval (Svensk Byggtjänst, 2016). Av denna anledning

betraktas AMA ofta som bästa kända kunskap om hur något ska utföras. Däremot är AMA inte ett regelverk som utgör lag, utan skriften beskriver enbart vad som kan sägas vara så kallat fackmannamässigt utförande (STG, 2013).

AMA förekommer i följande utgåvor (Svensk Byggtjänst, 2016):

- Anläggning
- Hus
- VVS & Kyl
- El
- AMA AF

I AMA är alla koder och rubriker indelade i en hierarkisk struktur enligt klassifikationssystemet BSAB. Ofta refereras till *pyramidregeln* som innebär att det i en teknisk beskrivning räcker att hänvisa till AMA genom att ange kod och rubrik för att text i aktuellt avsnitt *och* överordnade koder ska gälla i ett projekt, se exempel i Tabell 3.1 nedan. Som komplement till AMA finns även *Råd och anvisningar*, RA, vilka utgör en vägledning när olika beskrivningar ska utformas.

Tabell 3.1. Indelning i BSAB-systemet där JSE.151 anges samtidigt som även överliggande koder gäller.

J SKIKT AV BYGGPAPP, TÄTSKIKTSMATTA, ASFALT, DUK, PLASTFILM, PLAN PLÅT, ÖVERLÄGGSPLATTOR E D
JS SKIKT AV BYGGPAPP, TÄTSKIKTSMATTA, ASFALT, DUK, PLASTFILM E D I HUS
JSE VATTENTÄTA SKIKT AV ASFALT, DUK, FOLIE E D I HUS
JSE.1 Vattentäta skikt av tätskiktsmatta
JSE.15 Vattentäta skikt av tätskiktsmatta på yttertak
<b>JSE.151 Vattentäta enlagstäckningar av tätskiktsmatta på yttertak</b>
JSE.1511 TY typ 1511
JSE.15111 Uppdragningar av TY typ 1511 på vägg, sarg e d
JSE.15112 Anslutningar av TY typ 1511 till fläns
JSE.15116 Utförande av TY typ 1511 i rännal

Vid upprättande av beskrivningar och utförande av takarbeten används referensverket AMA Hus som ges ut i nya versioner vart tredje år. I detta fall studeras anvisningarna i AMA Hus 14, och tillhörande RA Hus 14, med särskilt fokus på de beskrivningar som berör vattentäta tätskikt på låglutande och flacka tak, se Tabell 3.1.



## 4. LÅGLUTANDE OCH FLACKA TAK

Med god kännedom om hur tak utformas i allmänhet förflyttas nu huvudfokus till att mer i detalj beskriva utformningen av flacka tak där risken för vattenrelaterade skador är som störst. Som tidigare nämnt används vanligtvis invändiga avlopp på låglutande tak, vilket ställer höga krav på avvattningssystemets funktion och att tätskikten är helt vattentäta. Likaså är det viktigt att vara medveten om att takavloppen lätt kan sättas igen och därmed inte går att lita på fullt ut.

För att säkerställa takets täthet och funktion har även det arkitektoniska en stor betydelse där exempelvis taksargens höjd på låglutande tak tillåter att vatten ansamlas till varierande djup. Dessutom har utförandet av olika detaljanslutningar en avgörande betydelse, varför närmare anvisningar ges i AMA Hus 14 och RA Hus 14 alternativt återfinns i materialtillverkarens projekteringsanvisningar (Nevander & Elmarsson, 2006).

### 4.1 Riktlinjer för utförande enligt AMA

Utifrån gällande regelverk sammanställs i det följande de krav och anvisningar som anses vara mest relevanta för att så småningom kunna avgöra vilken hänsyn som bör tas till vattenlasten på takkonstruktioner nu och i framtiden. För fullständiga och mer övergripande beskrivningar hänvisas emellertid till AMA Hus 14 och RA Hus 14 i sin helhet.

#### 4.1.1 Kvarstående vatten

När det gäller risken för kvarstående vatten anges under avsnitt *JSE Vattentäta skikt av asfalt, duk, folie e d i hus* i AMA Hus 14 att:

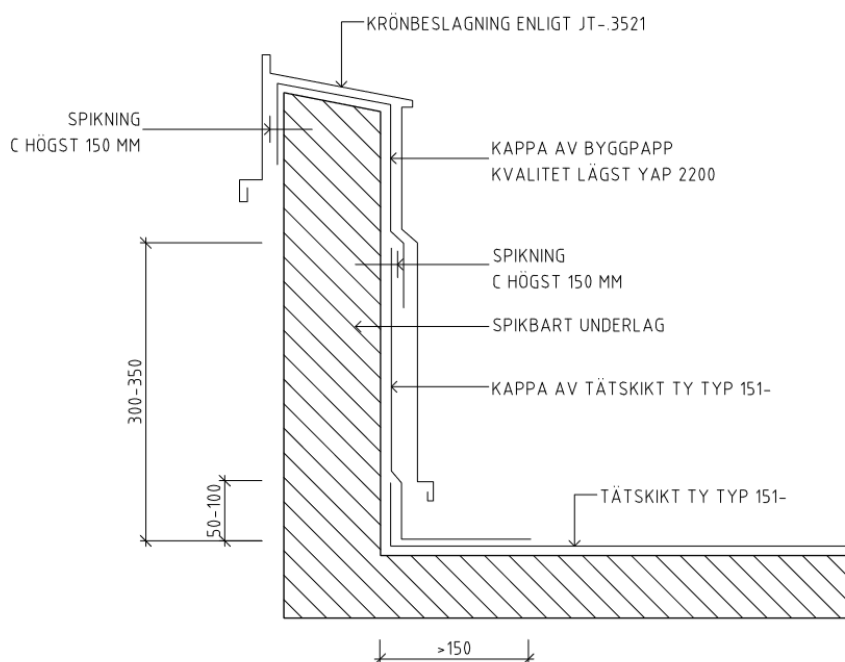
- *”Tak eller bjälklag vid nyproduktion ska utformas på ett sådant sätt att det högst kan bildas 30 mm kvarstående vatten.”*
- *”Brunnar ska placeras i takets lågpunkter.”*
- *”Brunnar ska monteras på ett sådant sätt att utloppets nivå inte ligger högre än omgivande tätskikt, överlägg inräknat.”*
- *”Bräddavlopp ska placeras med utloppet högst 50 mm över tätskiktets lägsta punkt, underlagets nedböjning inräknat.”*
- *”Hinder bredare än 1000 mm ska kompletteras med vattenavledande uppbyggnad.”*

För att uppfylla kravet på högst 30 mm kvarstående vatten bör tilläggas att även den bärande konstruktionens nedböjning begränsas till maximalt 30 mm. Vid kvarstående vatten till ett djup av mer än 30 mm krävs installation av fler takbrunnar eller falluppbyggnad mellan befintliga takbrunnar (Tätskiktsgarantier, 2016).

Vidare föreskrivs att tätskiktsmattor på yttertak ska uppfylla krav enligt *Tabell AMA JSE.1/3* i *JSE.1 Vattentäta skikt av tätskiktsmatta* där det bland annat anges att tätskiktsmattan ska vara tät vid ett vattentryck på 10 kPa, vilket motsvarar en vattenpelare med höjden 1 m.

#### 4.1.2 Uppdragningar på vägg, sarg eller dylikt

Vad gäller vattentäta enlagstäckningar av tätskiktsmatta på yttertak anges i *JSE.15111 Uppdragningar av TY typ 1511 på vägg, sarg e d* att ”*uppdragning på vägg eller dylikt ska vara minst 300 mm över färdig takyta*”, se Figur 4.1 Kravet gäller oavsett underlag och infästningsmetod, samt för uppdragningar på sarg till hinder i form av brandgasventilatorer, takljuskupoler, ventilationshuvar eller dylikt.



Figur 4.1. Intäckning av väggkrön (enligt Figur AMA JSE.15111/2).

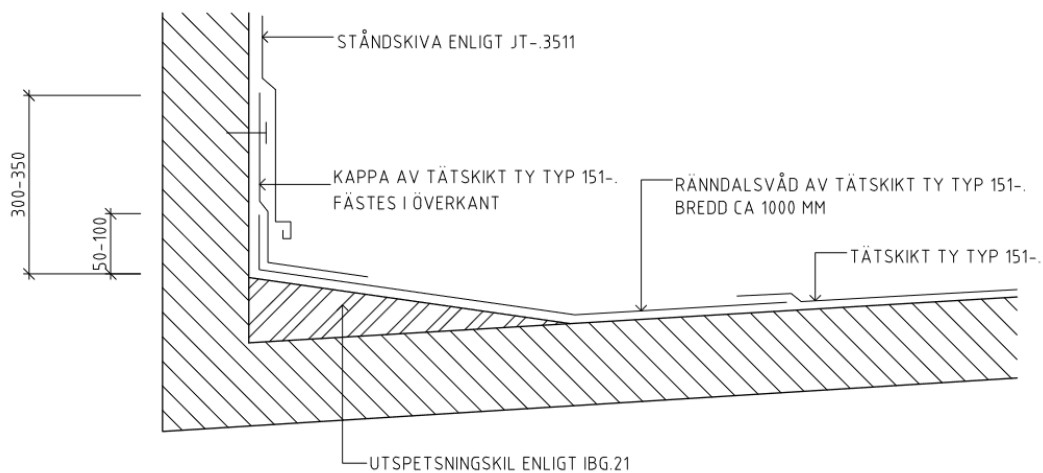
För vattentäta tvålagstäckningar av tätskiktsmatta på yttertak gäller liknande krav med ett fåtal ändringar, se *JSE.15211 Uppdragningar av TY typ 1521 på vägg, sarg e d* i AMA Hus 14.

#### 4.1.3 Ränndalar

Ränndalar kan dels utformas med falluppbyggnad mellan brunnar, dels göras med horisontell rännalsbotten. Överlag bör ränndalar utföras med plan botten då flera takbrunnar kan samverka, vilket är fördelaktigt om någon brunn täppts igen (STG, 2013).

I *JSE.15116 Utförande av TY typ 1511 i rännadal* anges i sin tur att ränndalar längs sarg, eller annan vertikal yta, ska utföras med rak fallkil från sargen ned mot rännalsbotten, se Figur 4.2. Dessutom ska rännalscentrum placeras minst 500 mm från den vertikala ytan eller centrum brunn för att kunna täcka in takbrunnens fläns med aktuellt tätskiktsmaterial.





Figur 4.2. Rännnal i anslutning till vertikal yta (enligt Figur AMA JSE.15116/1).

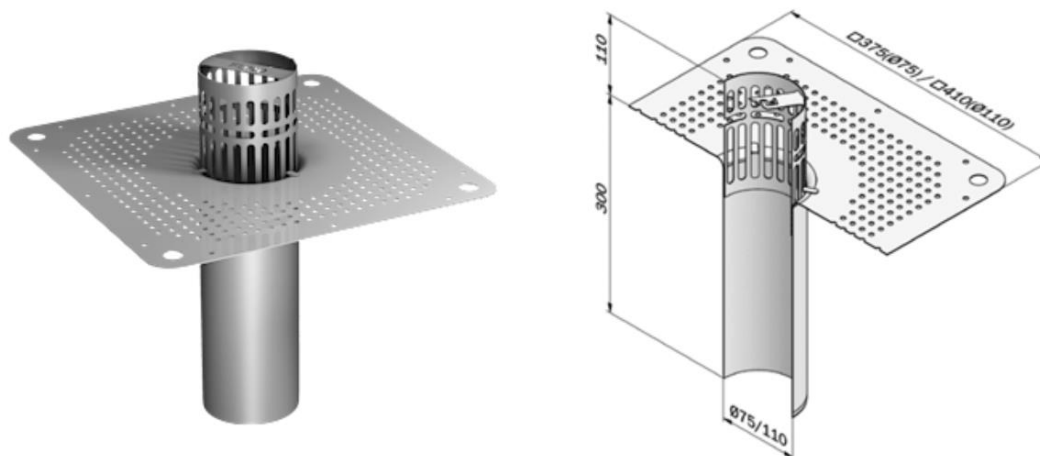
Tillhörande RA för avsnittet understryker i sin tur att höjden på tätskiktets uppdragning räknas från högsta punkten på utspetsningskilarna bestående av värmeisolering. Vid användning av utspetsningskilar för att leda vatten till brunnar bör brunnarna kompletteras med intilliggande bräddavlopp. Däremot bör utspetsningskilar undvikas mellan takbrunnar i en rännnal.

Med undantag för mindre korrigeringar gäller samma krav för vattentäta tvålagstäckningar av tätskiktsmatta på yttertak, se *JSE.15216 Utförande av TY typ 1521 i rännnal* i AMA Hus 14.

#### 4.1.4 Takbrunnar

För att undvika kvarstående vatten är det ytterst viktigt att takbrunnar placeras i takets verkliga lågpunkter, varvid hänsyn bör tas till takets naturliga nedböjning till följd av egentyngd samt nedböjning orsakad av last från nederbörd. Om taket inte är tillräckligt styvt kan snölasten förflytta befintliga lågpunkter eller skapa nya lågpunkter där smältvatten kan ansamlas. I detta fall bör ytterligare takbrunnar placeras i snölastens förväntade lågpunkter (Björk, 2005).

Generellt placeras takbrunnar med ett högsta centrumavstånd på 12-15 m, dock minst en brunn per takstolsfack om centrumavståndet är större än 3 m. Vid invändig avvattning krävs minst två brunnar, samtidigt som det ska finnas minst en takbrunn (diameter 90-110 mm) per 500 m<sup>2</sup> takyta. För självfallssystem bör dimensionen på takbrunnar och rörledningar emellertid inte understiga 110 mm för att minska risken för att avvattningssystemet sätts igen av löv eller annat skräp (Tätskiktsgarantier, 2016). Av denna anledning ska takbrunnar även vara försedda med löstagbar lövfångarsil samt vara lätt åtkomliga för inspektion och rensning av löv eller annat skräp för att säkerställa avvattningssystemets funktion, se Figur 4.3 (Björk, 2005).



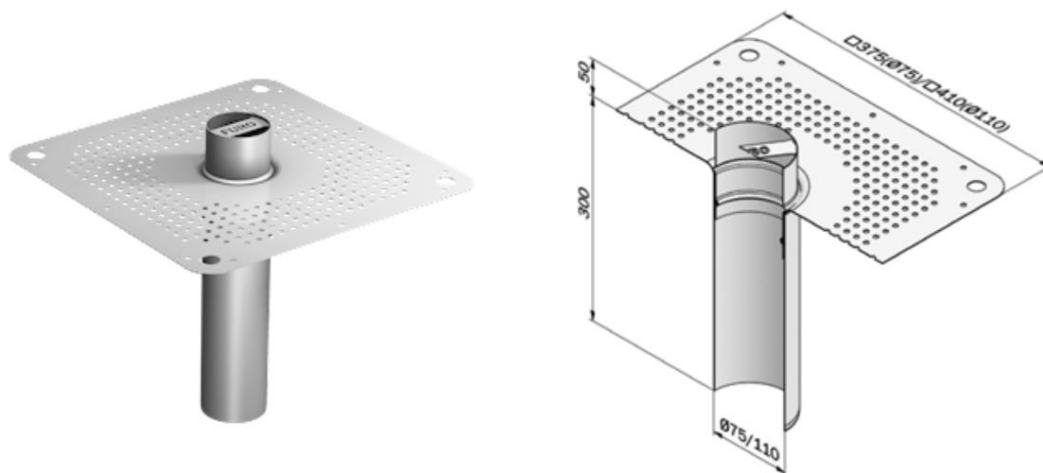
Figur 4.3. Takbrunn med löstagbar lövfångarsil (Furhoffs, 2016).

Takbrunnar till ytor som inte utsätts för fordonstrafik består vanligtvis av rostfritt stål med en fläns som är helsvetsad till brunnsröret. Flänsen ska i sin tur vara minst 150 mm bred åt alla håll utanför röret och placeras mellan två olika lager av tätskiktsmaterial. För bästa vidhäftning bör flänsen även vara jämnt perforerad av stansade hål med en diameter på cirka 5-10 mm. Perforeringen bör täcka minst 25 % av flänsytan, vilket möjliggör att det undre och övre tätskiktet kan klistras samman genom hålen. Vidare får flänsen inte vikas eller klippas, vilket innebär att takbrunnen måste placeras på tillräckligt avstånd från närmaste hinder för att flänsen ska få plats (STG, 2013).

#### 4.1.5 Bräddavlopp

I det fall avrinningen från takbrunnarna trots allt är förhindrad ska bräddavlopp finnas för att motverka uppkomsten av kvarstående vatten på taket. Som tidigare angetts ska bräddavlopp placeras maximalt 50 mm över takets lägsta punkt med hänsyn till underlagets nedböjning. Under *JSE.171 Kompletteringar för avvattning till vattentätt skikt av tätskiktsmatta* anges i sin tur att det i varje invändig rännedal ska finnas minst ett bräddavlopp.

Liksom takbrunnar ska även bräddavlopp vara av rostfritt stål och omges av en fläns som är minst 150 mm bred i alla riktningar utanför avloppsröret. Bräddavloppets fläns ska också vara jämnt perforerad med en håldiameter på cirka 5-10 mm, samtidigt som perforeringen bör täcka minst 25 % av flänsens yta (STG, 2013). I Figur 4.4 visas ett exempel på utformningen av ett bräddavlopp där utloppet är placerat 50 mm ovanför den färdiga takytan.



Figur 4.4. Bräddavlopp där utloppet är placerat 50 mm ovanför färdig takyta (Furhoffs, 2016).

Likaså anges att bräddavlopp genom tak ska ha utlopp med en minsta diameter på 50 mm, samtidigt som motsvarande diameter för bräddavlopp genom sarg ska vara minst 100 mm. Dessutom beskrivs att tappstycke till brunn eller bräddavlopp ska ha tillräcklig längd för att möjliggöra anslutning till stuprör under tak- eller bjälklagskonstruktion. Tappstycke genom sarg ska i sin tur utföras med en lutning större än 1:40 (AMA Hus 14).

Enligt råd och anvisningar under avsnitt *JSE.15112 Anslutningar av TY typ 1511 till fläns* bör även risk för isbildning kring brunn och bräddavlopp genom sarg beaktas (RA Hus 14). Till följd av risken för igenfrysning bör takavvattning med utkastare genom sarg undvikas. Om utkastare genom sarg ändå används bör utloppsroret ha rektangulärt tvärsnitt för att underlätta och göra anslutningen till omgivande tätskikt mer tillförlitlig (STG, 2013).

Vidare är det fördelaktigt att förlägga bräddavloppets utlopp på en väl synlig plats eftersom rinnande vatten från bräddavloppet ger en indikation om att något är fel och att takets avvattningssystem bör åtgärdas. I värsta fall finns nämligen risk att även bräddavloppen sätts igen och leder till mycket hög vattenbelastning på taket, vilket i sin tur kan ge upphov till läckage eller kollaps (STG, 2013).

#### 4.1.6 Installationer och genomföringar

På tak förekommer i regel olika installationer eller genomföringar såsom brandgasventilatorer, takljuskupoler, ventilationshuvar, etc. vilka kan hindra vattenavrinningen. Genomföringar får inte placeras i takets rännadalar eller lägre än bräddavlopp, samtidigt som genomföringarna ska placeras på tillräckligt avstånd från hinder för att underlätta montage (STG, 2013). Som tidigare nämnt anges i *JSE Vattentäta skikt av asfalt, duk, folie e d i hus* att vattenavledande fall ska byggas upp ovanför hinder som är bredare än 1000 mm (AMA Hus 14). Uppbyggnaden kan exempelvis utföras med kilar av värmeisolering som leder vattnet ut mot det aktuella hindrets sidor (STG, 2013).

## 4.2 Inträffade kollapser på låglutande tak

Skador på tak uppkommer vanligtvis till följd av konstruktions- eller projekteringsfel, slarv vid utförandet, bristande underhåll eller olämpliga materialval. När det gäller låglutande och flacka tak är det ofta nederbörd i form av regn eller snö som initierar eller påvisar ovanstående skador. Som tidigare nämnt kan snö på yttertak ge upphov till stora belastningar som konstruktionen i värsta fall inte dimensionerats för. Vid extrema regn finns även risk för stora vattenansamlingar i takets lågpunkter med hänsyn till nedböjning från permanent last och vattenlasten i sig. Om avloppen är igensatta kan det förekomma kvarstående vatten till betydande djup, vilket i sin tur kan leda till läckage, fuktskador eller att taket kollapsar.

Med utgångspunkt från de många skador som kan uppkomma på yttertak finns flera exempel på konstruktioner som inte klarat av aktuella belastningar och således fallerat på olika sätt. I rapporten *Design of safe timber structures - How can we learn from structural failures in concrete, steel and timber?* (Frühwald, Serrano, Toratti, Emilsson, & Thelandersson, 2007) presenteras ett flertal exempel på olika byggnader som drabbats av allvarliga skador eller rentav kollapsat. För varje fall ges en kortfattad beskrivning av byggnadens konstruktion samt på vilket sätt byggnaden har fallerat. Därefter beskrivs bakomliggande orsaker till byggnadens problem och eventuellt hur dessa möjligen hade kunnat undvikas.

I det följande återges enbart de fall i Frühwald et al. (2007) där problemen uttryckligen uppkommit i samband med extrema regn på flacka tak, varför kollapser orsakade av snölast inte berörs i större utsträckning. Utöver de fall som anges i Frühwald et al. (2007) presenteras tre ytterligare fall där tak kollapsat till följd av stora regnmängder.

### 4.2.1 Idrottshall med sprickor i limträbalkar

Omkring två år efter en idrottshalls öppnande uppstod stora nedböjningar i huvudspannet till följd av extremt regn under ett kraftigt åskväder. Idrottshallen var utformad med ett flackt tak och en bärande konstruktion bestående av kontinuerliga limträbalkar (150×1000 mm) med en spännvidd på 18,2 m. Vid det kraftiga regnovädet förekom flertalet sprickor i limträbalkarna, varav en balk var sprucken i mitten längs nästan hela spannet. Till följd av de omfattande skadorna krävdes att det bärande systemet stöttades upp med en stålkonstruktion.

Vid efterföljande undersökningar framkom att det fanns så mycket som 11 cm kvarstående vatten på taket, samtidigt som takets lägsta punkt låg 10,7 cm under närmaste avlopp. Utredningen resulterade i att tre huvudsakliga orsaker till problemen kunde identifieras:

- **Otillräcklig hänsyn till rådande klimatförhållanden**

Under byggnationen utsattes limträbalkarna för höga fuktnivåer under en period med kraftiga regn, vilket gjorde att träets fukthalt ökade betydligt. När idrottshallen väl färdigställdes värmdes den snabbt upp, varpå sprickor uppstod i limträbalkarna på grund av för snabb uttorkning. Dessutom fanns flera håltagningar i balkarna för varma, oisolerade, rör som bidrog till att uttorkningen påskyndades med ytterligare sprickor till följd.

- **Värsta lastfallet undersöktes inte**

Limträbalkarna dimensionerades för en jämnt utbredd last bestående av egentyngd, snö, takgrus, samt installationer såsom rör och belysning. Vidare antogs att taket var helt horisontellt, vilket visade sig vara ett felaktigt antagande eftersom de verkande lasterna gav upphov till betydande nedböjningar på taket. Takets nedböjning möjliggjorde i sin tur ansamling av regnvatten som kunde vara kvar på taket som vatten och is under lång tid (medium till långtidslast). Följaktligen blev lasterna på konstruktionen för stora, vilket till största del beror på fel vid dimensionering. Dessutom är det av yttersta vikt att avvattningsbrunnar på flacka tak placeras i takets verkliga lågpunkter med hänsyn till nedböjning då taket belastas.

- **Några av limträbalkarna uppfyllde inte kraven för den aktuella kvalitetsklassen**

I limträbalkarna förekom nämligen stora knastar i den dragbelastade sidan, vilket resulterade i en lägre hållfasthet. Till följd av den bristande kvaliteten åtgärdades idrottshallen med en ny stålkonstruktion istället för att fylla sprickorna med lim.

Sammantaget ledde kombinationen av de tre olika felen till att byggnaden höll på att kollapsa, vilket exempelvis hade kunnat undvikas om limträbalkarna skyddats från regn under byggtiden eller om idrottshallen värmts upp långsamt (Frühwald et al., 2007).

#### **4.2.2 Industribyggnad med böjbrott i limträbalk**

En annan byggnad där problem med kvarstående vatten påträffats är en 125 m bred industrilokal med nästintill helt horisontellt tak. Byggnadens bärande system utgörs här av kontinuerliga limträbalkar med Gerber-leder i vart annat spann på 22,6 m, samt successivt större tvärsnitt närmast stöd. Balkarna är i sin tur dimensionerade med maximal utnyttjandegrad utifrån en jämnt utbredd last bestående av framför allt egentyngd och snö. För att kunna överföra lasten till stöden är varje limträbalk även försedd med stående brädor som limmats fast på båda sidor om balken.

I detta fall uppstod problemen kort efter byggnadens invigning då det i samband med ett kraftigt åskväder föll stora mängder regn, vilket omedelbart ledde till böjbrott i den avsmalnande delen på en av limträbalkarna. Vid en närmare utredning visade det sig att de stora regnmängderna på taket gett upphov till en vattenlast som enbart var marginellt mindre än den dimensionerande snölastens storlek. Efter att ha tagit fram spänningsfördelningen för limträbalkens avsmalnande del upptäcktes stora skjvuspänningar i balkens nedre kant, vilket resulterat i skjvuspäckor. Dessa skjvuspäckor har i sin tur bidragit till att reducera tvärsnittets momentkapacitet, varpå böjbrott inträffat. Följaktligen byttes den skadade limträbalken ut, samtidigt som resterande limträbalkar förstärktes med brädor limmade till den nedre kanten på den avsmalnande delen.

Omkring sex år senare och efter ännu ett extremt regn kollapsade dessvärre en av limträbalkarna i byggnaden. Mer exakt inträffade kollapsen i mittspann i ett av spannen utan inre Gerber-leder. Till följd av limträbalkens nedböjning innan kollapsen fick även takkonstruktionen omfattande skador, vilket gav upphov till sprickor i takets tätskikt. Genom sprickorna läckte därefter vatten in i byggnaden, varpå lasten på taket minskade. För att förhindra total kollaps av byggnaden krävdes i sin tur tillfälliga stöd i form av extra träpelare.

Efter ytterligare utredning framkom att limträbalkens kollaps inte kunde härledas till bristande materialkvalitet, utan att kollapsen helt enkelt orsakades av att den dimensionerande lasten överskreds. Vid en närmare undersökning av det flacka taket identifierades kvarstående vatten till ett djup av 10 cm i flera spann, samtidigt som intilliggande spann kunde vara helt fria från vatten. Anledningen till den stora variationen i vattenlast mellan olika spann berodde i sin tur på dålig utformning av avvattningssystemet, där avloppen inte placerats i takets lågpunkter.

Vidare beskrivs att om ett spann utan inre leder utsätts för vattenlast medan intilliggande spann med inre Gerber-leder inte belastas, så betar sig inte limträbalken som en kontinuerlig balk längre utan snarare som en fritt upplagd balk. För en fritt upplagd balk är böjmomentet nämligen tre gånger större än för en kontinuerlig balk med samma last, vilket till stor del förklarar varför limträbalken kollapsade. För att så småningom reparera den kollapsade limträbalken fästes en stålbalk på respektive sida om balken, samtidigt som sprickorna fylldes med syntetiskt harts. De vidtagna åtgärderna är dock inte tillräckliga för att eliminera risken för framtida skador. En bättre lösning hade egentligen varit att se över hela avvattningssystemet och framför allt placera avloppen i takets verkliga lågpunkter. Denna lösning ansågs dock vara för kostsam, varför samtliga spann utan inre leder istället förstärktes med extra stöd i mitten (Frühwald et al., 2007).

#### **4.2.3 Partiell takkollaps på en skola**

Under ett skyfall en tidig sommarmorgon kollapsade en omkring 21 m<sup>2</sup> (7×3 m) stor del av en skolas tak bestående av prefabricerade element av tre plywoodpaneler, vardera med en tjocklek på 19 mm. Takelementen hade i sin tur en spännvidd på 3,5 m, där ena stödet utgjordes av en stålbalk medan andra sidan var upplagd på en vinkelprofil i stål som fästs i en limträbalk med skruvar. Kollapsen inträffade då takelementen föll ned på den sida som var upplagd på vinkelprofilen, vilket resulterade i att allt vatten på taket tömdes inuti byggnaden.

Den bakomliggande orsaken till kollapsen var att de rasande takelementens avlopp var helt igensatta. Vid tiden för kollapsen föll så mycket som 60 mm regn, vilket resulterade i en kritisk vattenlast på takelementen med blockerade avlopp. Även om vissa takbrunnar satts igen borde vattnet kunna avledas genom intilliggande avlopp. Efter närmare utredning framgick dock att det skulle krävas ett vattendjup på ungefär 250 mm vid mittspann och omkring 100 mm vid stöd, för att vattnet skulle komma över höjdryggen och kunna nå nästa takavlopp.

Av utredningen framgick även att det var skruvarna i anslutningen mellan vinkelprofilen och limträbalken som gick till brott, där den gängade delen blev kvar i limträbalken. När skruvarna studerades i detalj visade det sig att några skruvar korroderat, samtidigt som brottytorna inte var glänsande, vilket tyder på att skruvarna fallerade innan takkollapsen inträffade. Trots detta visade olika tester att skruvarna uppfyllde kraven på böjhållfasthet och utdragshållfasthet enligt gällande dimensioneringskoder. Däremot framgick att det fanns en stor risk för brott precis under skruvhuvudet till följd av det vridmoment som uppstår vid skruvning. Senare drogs slutsatsen att takkollapsen huvudsakligen berodde på fel vid utförandet eftersom flera skruvar gick till brott när de skruvades i och därefter lämnades kvar trots den låga lastbärande förmågan. Om utförandet varit korrekt, samtidigt som takavloppen inte hade varit igentäppta, hade taket förmodligen aldrig kollapsat (Frühwald et al., 2007).

#### 4.2.4 Kollaps av limträbalkar i en butiklokal

I en butiklokal med flackt tak kollapsade två av limträbalkarna (180×733 mm), samtidigt som flertalet kvarvarande limträbalkar fick allvarliga skador i form av omfattande sprickbildning.

Vid undersökning av taket konstaterades att rören för vattenavrinning var helt igensatta av löv. Dessutom visade det sig att limträbalkarna var av lägre kvalitetsklass än vad som föreskrivits vid dimensionering. Dock borde även den lägre kvalitetsklassen varit tillräcklig för att motstå den aktuella vattenlasten på taket. Efter närmare utredning av limträbalkarnas kvalitet framkom att det i de yttersta lamellerna fanns större knastar och bredare årsringar än tillåtet, samtidigt som några av fingerskarvarna var av låg kvalitet (Frühwald et al., 2007).

#### 4.2.5 Partiell takkollaps i en lagerlokal

Efter ett kraftigt skyfall kollapsade en del av taket på en lagerlokal med ett bärande system av fritt upplagda limträbalkar med två spann på 70 ft (21,3 m) vardera samt 16 ft (4,88 m) överhäng (konsolbalkar) på båda sidor, dock ej i byggnadens hörn.

Eftersom limträbalkarna i byggnadens hörn inte hade något överhäng blev påkänningen större i de inre spannen jämfört med motsvarande balkar längre in i byggnaden. En större last medför ett högre böjmoment, vilket de yttre limträbalkarna inte dimensionerats för. Följaktligen var limträbalkarna inte dimensionerade för det värsta lastfallet, vilket var den främsta orsaken till kollapsen (Frühwald et al., 2007).

#### 4.2.6 Takras i en industribyggnad

Taket på en industribyggnad i Alingsås rasade in den 4 augusti 2014 efter ett kraftigt åskväder med stora regnmängder i västra Sverige. Enligt räddningstjänsten kom ingen person till skada när en yta på omkring 2500 m<sup>2</sup> (50×50 m) av det flacka taket kollapsade över ett höglager.

Den exakta orsaken bakom takraset är inte helt fastställt. Räddningstjänsten poängterade dock att det i samband med kraftiga skyfall kommer stora mängder regn på kort tid, vilket kan ge upphov till stora vattenansamlingar på flacka tak. Enligt räddningstjänsten var därmed den mest troliga orsaken till kollapsen att regnvatten blivit stående på taket när vattnet inte hunnit rinna undan (Svendsen, 2014).

#### 4.2.7 Takras över gokartbana

På dagtid den 15 januari 2011 inträffade ett takras på *Lucky Bowl* i Höör i södra Sverige efter att kraftig nederbörd i form av snö och regn fallit under natten, se Figur 4.5 nedan. Efter att räddningstjänsten larmats till platsen konstaterades att ingen person befunnit sig i byggnaden eftersom personalen på morgonen hade upptäckt vattenläckage genom innertaket och då valt att stänga verksamheten (Blåder & Nilsson, 2011).



*Figur 4.5. Bild efter att stora delar av taket på byggnaden i Höör kollapsat (Blåder & Nilsson, 2011).*

Den tidigare industribyggnaden byggdes år 2004 om till en gokartbana som omfattar 1800 m<sup>2</sup>, samtidigt som andra delar av byggnaden inrymmer restaurang, bowlinghall, danslokal och omklädningsrum. I ombyggnadsdelen till gokartbanan bestod stommen av stål, medan den befintliga byggnaden hade en stomme av prefabricerade lättbetongelement. Taket hade i sin tur en spännvidd på ungefär 25 m och bestod uppifrån räknat av TRP-plåt, värmeisolering i form av mineralull (145+45 mm), tätskikt av byggplast, samt glest monterad träpanel som innertak.

Vid tidpunkten för takraset varierade snödjupet mellan 10-40 cm, där den bakomliggande orsaken till kollapsen helt enkelt var att takkonstruktionen överbelastats till följd av lasten från snö som blivit tyngre av regn. Utöver tyngden från snö och regn som frusit till is, framgick av orsaksutredningen att det troligtvis även fanns stora mängder vatten i takets värmeisolering eftersom det tidigare påträffats problem med vatten som trängt in genom innertaket. Dessutom var vattenavrinningen från taket mycket bristfällig, delvis på grund av takets låga lutning, men framför allt till följd av att avvattningsystemet satts igen av is (Blåder & Nilsson, 2011).

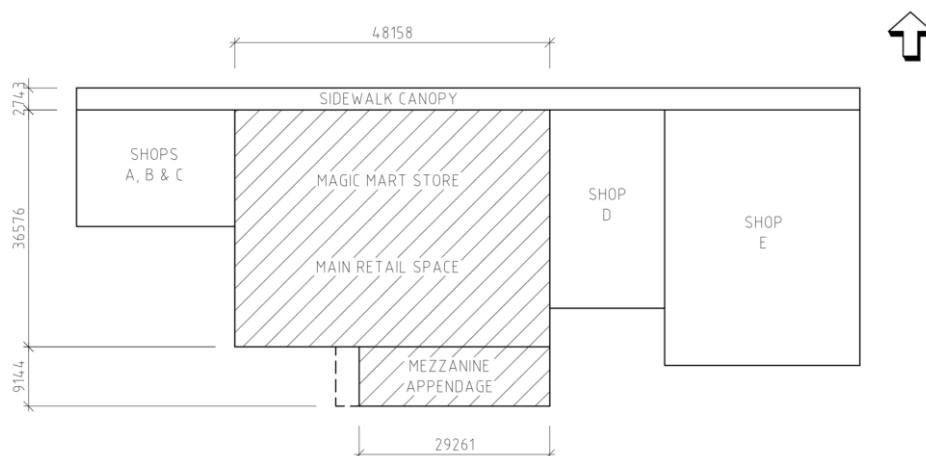
När lasten på konstruktionen blev för tung började taket att röra sig, vilket resulterade i att en I-balk försköts från sitt upplag. Denna tvärgående balk hade uppförts för att kunna ta bort en bärande pelare och var infäst med svetsning, till skillnad från resterande balkar i gokartlokalen som monterats med bultar eller liknande. Efter att balken förflyttats tillräckligt mycket började takkonstruktionen ge vika varpå taket över gokartbanan kollapsade. Vid närmare undersökning konstaterades att balkens infästning utförts med en enkel svetsfog med syfte att enbart förhindra sidoförflyttning, samtidigt som bara halva balkens anliggningsyta svetsats. Dessutom visade det sig att fukt trängt in bakom svetsfogarna, vilket resulterade i en betydande minskning av infästningens hållfasthet. Följaktligen var det med största sannolikhet den bristfälliga anslutningen som initierade hela takraset (Blåder & Nilsson, 2011).



I samband med undersökningen av olycksplatsen upptäcktes även att flera I-balkar var böjda och uttänjda i riktningen för raset, samtidigt som ingen bult hade lossnat. Utöver detta noterades att en bärande pelare som finns dokumenterad på ritning saknades vid platsen där takraset började. Sammantaget bedömde räddningstjänsten att raset aldrig skett om taket rensats på snö och is, samt om vattenavrinningen från taket säkerställts (Blåder & Nilsson, 2011).

#### 4.2.8 Takkollaps över varuhus

I samband med ett kraftigt åskväder med intensivt regn, den 2 juli 1983, kollapsade hela taket på varuhuset *Magic Mart* i staden Bolivar, Tennessee, USA. Tillsammans med andra butiker inrymdes varuhuset i en större envåningsbyggnad som byggdes år 1973, se Figur 4.6.



Figur 4.6. Planritning över byggnaden (enligt Bell & Parker, 1987).

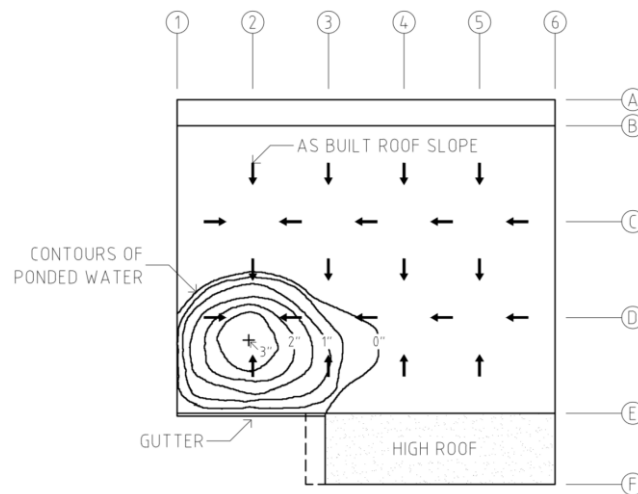
Taket bestod i sin tur av ett ramverk i stål, vilket gav vika och rasade när varuhuset var öppet, se Figur 4.7. Trots att det var fullt med folk i varuhuset omkom inga personer, även om 52 personer blev skadade, varav fyra fick allvarliga skador (Bell & Parker, 1987).



Figur 4.7. Vy över byggnaden i Bolivar där taket kollapsat fullständigt (Bell & Parker, 1987).

Efter takkollapsen tillsattes en utredning för att fastställa händelseförloppet och bakomliggande orsaker. I utredningen genomgicks både bakgrundsinformation och ögonvittnesskildringar av kollapsen, samtidigt som tillgängliga bygghandlingar granskades i detalj. Utöver detta gjordes en platsundersökning för att dokumentera den byggda konstruktionen samt observera och samla in en del av rasmassorna för närmare kontroll genom tester i laboratorium. Med utgångspunkt från undersökningarna utfördes en strukturell analys av byggnaden för att så småningom kunna dra slutsatser om vad som orsakat takkollapsen (Bell & Parker, 1987).

Vid tidpunkten för kollapsen rapporterades om regnmängder på upp emot 33 mm i Bolivar. Med avseende på vattenavrinning var taket utformat med en lutning på 1:100, samtidigt som vattnet avleddes till hängrännor på byggnadens södra sida. Av den omfattande utredningen framgick att kollapsen initierades av kvarstående regnvatten på taket, vilket kunde ansamlas till följd av olämplig taklutning och felaktigt utförande av takets avvattningssystem. Med hjälp av olika höjdangivelser kunde takets topografi rekonstrueras i Figur 4.8, som tydligt visar hur vattnet samlas vid punkten D-2 belägen 66 mm lägre än avvattningsrännan längs linje E.



Figur 4.8. Taklutning efter byggnation samt konturlinjer för kvarstående vatten (enligt Bell & Parker, 1987).

Den betydande vattenlasten gav i sin tur upphov till instabilitetsbrott i balk-pelarslutningen i punkten D-2. Närmare bestämt berodde kollapsen främst på otillräcklig kapacitet med hänsyn till plåtbuckling i balk-pelarslutningen som saknade erforderliga förstävningar, samtidigt som stålbalkarna också var underdimensionerade. När väl pelare D-2 gav vika resulterade konstruktionens avsaknad av robusthet i att även intilliggande delar av taket kollapsade. Anledningen därtill var stora avvikelser från bygghandlingarna i samband med konstruktionens uppbyggnad. Takets ursprungliga utformning och dimensionering överensstämde nämligen väl med för tidpunkten gällande dimensioneringskoder. Om samtliga bygghandlingar hade följts vid byggnationen hade takkollapsen sannolikt aldrig inträffat (Bell & Parker, 1987).

## 4.3 Inverkan av slagregn

### 4.3.1 Slagregn

Slagregn uppkommer när det regnar och blåser samtidigt, varvid regnet faller snett mot fasaden på en byggnad. Konsekvenserna av slagregn mot en byggnads fasad påverkas huvudsakligen av vindens hastighet och riktning, regnets intensitet och varaktighet, fasadmaterialets kapillärsugande förmåga samt förekomsten av sprickor i fasaden. Fasader bestående av trä, puts, lättbetong och framför allt tegel, har en betydande kapillärsugande förmåga vilket innebär att fasaden i första hand absorberar det vatten som träffar byggnaden. För fasadmaterial utan kapillärsugande förmåga, exempelvis plåt, rinner vattnet däremot snabbt ned varvid en vattenfilm bildas på fasaden (Nevander & Elmarsson, 2006). I det fall ett tak angränsar till en högre yttervägg kan vatten som rinner nedför fasaden bidra till en ökad vattenlast på takkonstruktionen. Mängden tillkommande vatten beror i sin tur på regnets infallsvinkel och den angränsande fasadens höjd, där en högre intilliggande byggnad bidrar till att en större mängd nederbörd kan ansamlas på taket.

### 4.3.2 Beräkning av slagregnmängd

Vid beräkning av mängden slagregn förekommer begreppet fritt slagregn som är den del av regnet som träffar en tänkt vertikal yta. Slagregnmängden  $S$  ( $\text{kg}/\text{m}^2$ ) mot en vertikal yta kan beräknas enligt (Nevander & Elmarsson, 2006):

$$S = \frac{u}{u_0} N \quad (4.1)$$

där  $u$  betecknar vindhastigheten ( $\text{m}/\text{s}$ ),  $u_0$  är regndropparnas vertikala fallhastighet ( $\text{m}/\text{s}$ ) och  $N$  motsvarar den aktuella nederbörden på en horisontell yta ( $\text{kg}/\text{m}^2$ ). Enligt SMHI (2015g) faller regndroppar med hastigheten 5-9  $\text{m}/\text{s}$  beroende på storleken där de största faller snabbast. Om vindhastigheten är större än regnets fallhastighet kan det rentav komma mer regn på en vertikal väggyta än på en horisontell takyta. Utöver detta är slagregnmängden i regel minst mitt på fasaden medan fasadens kanter och hörn är mest utsatta (Nevander & Elmarsson, 2006).

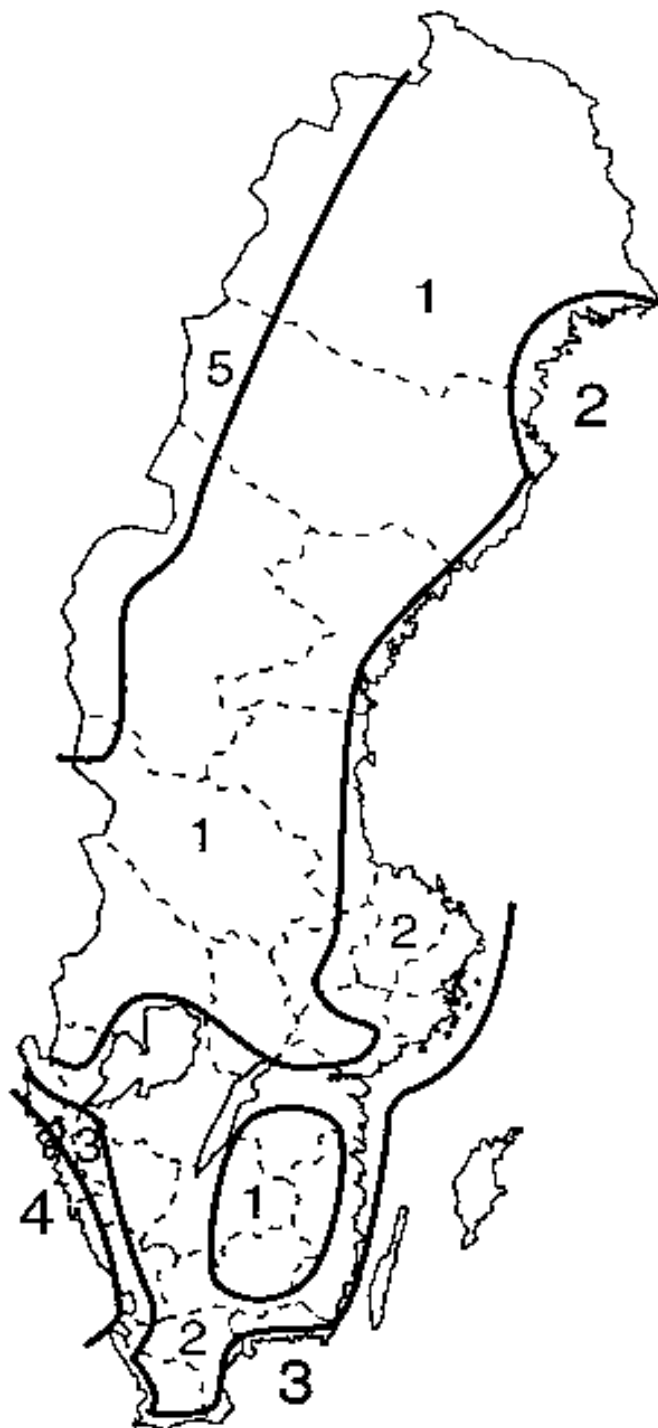
För att även ta hänsyn till fasadmaterialets kapillärsugande förmåga kan slagregnmängden beräknas per tidsenhet enligt (Nevander & Elmarsson, 2006):

$$a = \frac{S}{t} \quad (4.2)$$

där  $a$  ( $\text{kg}/\text{m}^2\text{s}$ ) och  $S$  ( $\text{kg}/\text{m}^2$ ) betecknar medelintensiteten respektive slagregnmängden under tiden  $t$  (s). För beräkning av största medelintensitet på en fasad kan 0,5  $\text{kg}/\text{m}^2\text{h}$  betraktas som en hög dygnsintensitet, samtidigt som 2  $\text{kg}/\text{m}^2\text{h}$  kan anses vara en hög regnintensitet som högst får förekomma under sex timmar.

Generellt uppträder slagregn mycket slumpartat varför det finns en stor variation vad gäller slagregnets mängd och fördelning över tid. Geografiskt sett är Västkusten och Skåne mest utsatta, samtidigt som det undantagsvis även kan förekomma kraftiga slagregn från olika

riktningar längs den svenska kusten. I Figur 4.9 visas en indelning av Sverige med utgångspunkt från tillhörande tabell som visar den fria slagregnmängden som årsmedelvärde och maxdygnsvärde. För att beräkna mängden slagregn mot en fasad ska de angivna värdena multipliceras med 1/2 i utsatta lägen och 1/3 i icke-utsatta lägen (Nevander & Elmarsson, 2006).

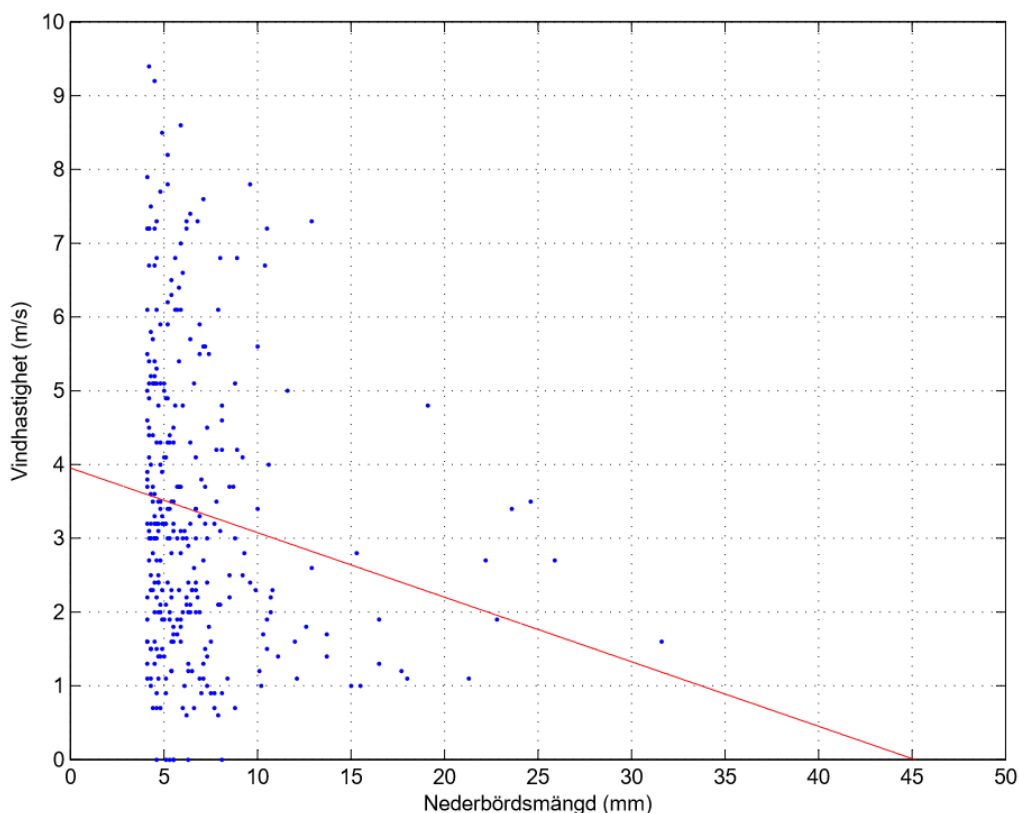


Fri slagregnmängd i utsatt läge (kg/m <sup>2</sup> )		
Zon	Årsmedelvärde	Maxdygnsvärde
1	150	30
2	300	45
3	450	55
4	550	70
5	100-400	Lokalt beroende

Figur 4.9. Indelning av Sverige med hänsyn till slagregnspåverkan (Nevander & Elmarsson, 2006).

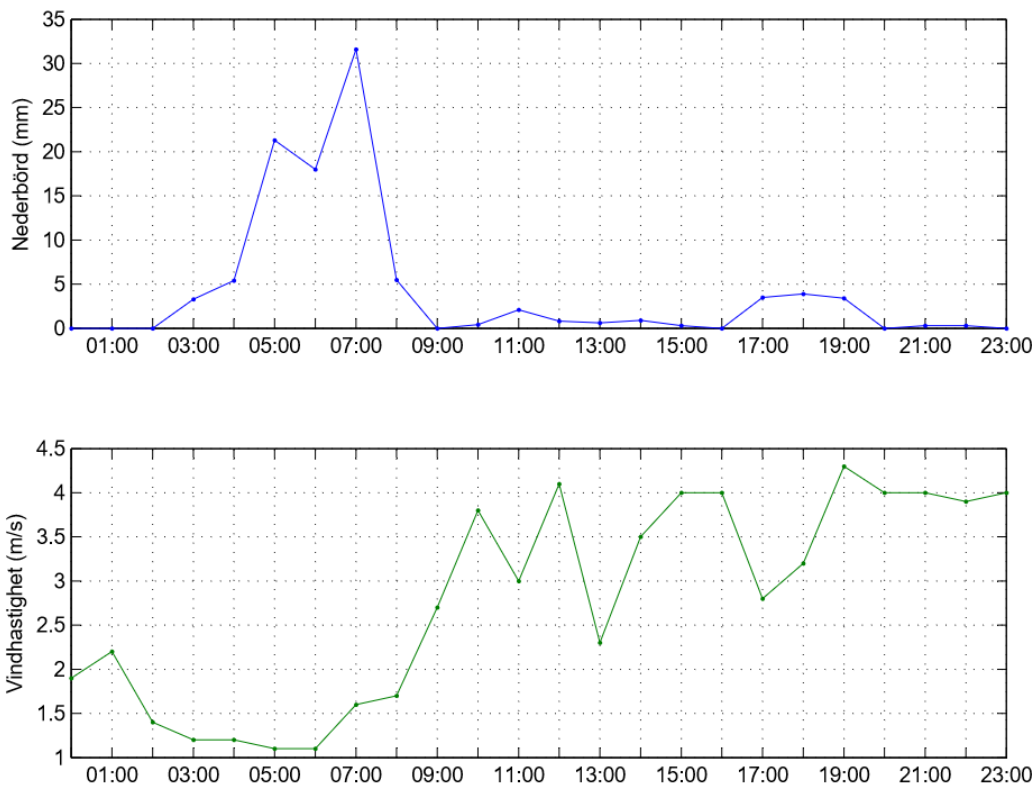
### 4.3.3 Samband mellan nederbördsmängd och vindhastighet

Mot bakgrund av att slagregn förekommer mycket slumpartat saknas vanligtvis samhörande värden för nederbördsmängd, vindhastighet och regndropparnas fallhastighet, vilket gör det svårt att beräkna slagregnsmängden enligt ekvation (4.1). För att se om det finns ett samband mellan nederbördsmängd och vindhastighet studeras väderdata från SMHI (2016b) för en väderstation i Malmö. Mer exakt studeras hur mycket det blåser vid starka regn vilka definieras av mängder över 4 mm/h. Samtliga tillfällen med en nederbördsmängd över 4 mm/h och korresponderande vindhastighet för tidpunkten framgår av Figur 4.10 som följer.



Figur 4.10. Jämförelse av timvärden för nederbördsmängd och motsvarande vindhastighet (SMHI, 2016b).  
(52350 Malmö A, 1995-11-01 – 2016-01-01)

Trendlinjen i Figur 4.10 indikerar att vindhastigheten minskar vid större nederbördsmängder och att det i regel inte blåser särskilt mycket då det regnar som mest. För starka regn kan det konstateras att vindhastigheten inte överstiger 10 m/s, samtidigt som det i samband med de allra kraftigaste regnen inte blåser mer än 5 m/s. I Figur 4.10 är den maximala nederbördsmängden 31,6 mm, vilken uppmättes i samband med det kraftiga skyfallet över Malmö den 31 augusti 2014. Uppmätt nederbörd och vindhastighet vid detta extrema regn framgår av Figur 4.11 på nästa sida. Av figuren framgår att vindhastigheten var som lägst då det regnade som mest under tidig morgon, vilket styrker uppfattningen att de största nederbördsmängderna och vindhastigheterna inte uppträder samtidigt. Vid beräkning av slagregnsmängden enligt ekvation (4.1) antas därmed i fortsättningen att vindhastigheten maximalt uppgår till 10 m/s.



Figur 4.11. Uppmätt nederbörd och vindhastighet i Malmö 2014-08-31 (SMHI, 2016b).

#### 4.3.4 Förhållande mellan angränsande byggnaders fasadhöjd och takets längd

För att närmare undersöka slagregnets inverkan studeras förhållandet mellan fasadhöjden på angränsande byggnader och takets längd vinkelrätt den intilliggande fasaden. Den totala mängden slagregn mot den angränsande byggnaden kan beräknas utifrån fasadhöjden  $H$  enligt:

$$S_{tot} = \frac{u}{u_0} N \cdot H \quad (4.3)$$

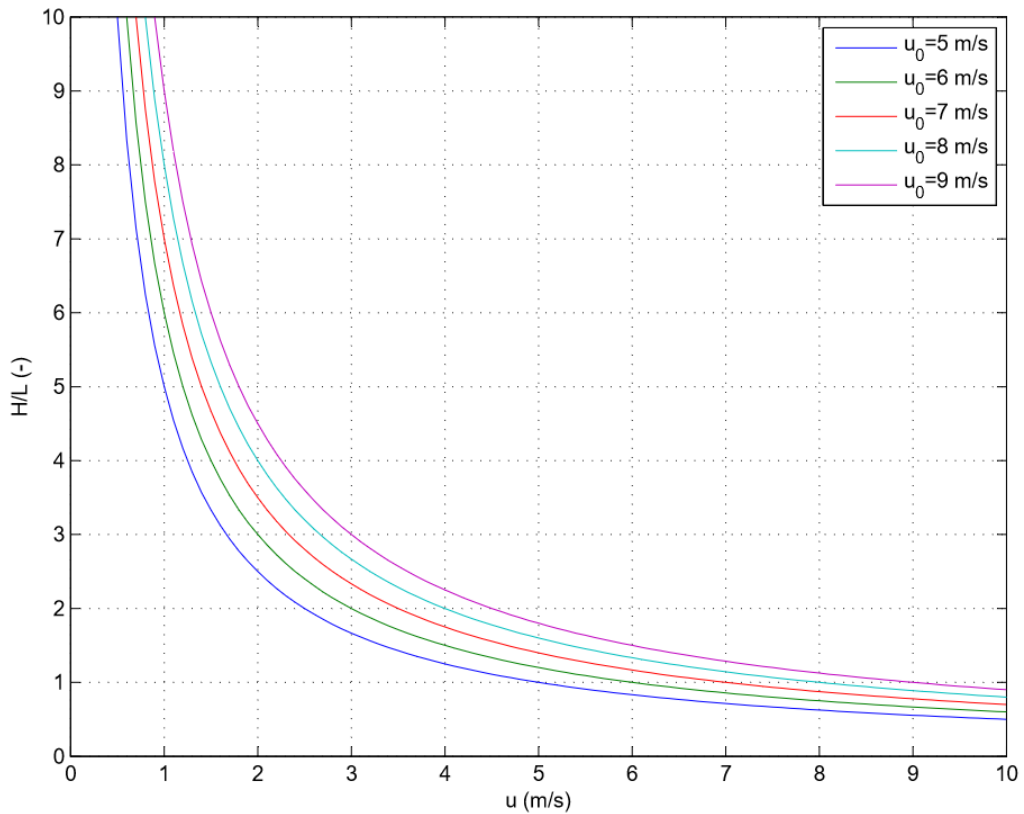
Slagregnsmängden kan i sin tur jämföras med nederbördsmängden på den horisontella takytan, vilken beräknas utifrån taklängden  $L$  vinkelrätt fasaden enligt:

$$N_{tot} = N \cdot L \quad (4.4)$$

Därefter införs beteckningen  $K$  som beskriver kvoten mellan den totala slagregnsmängden och motsvarande nederbörd på mark. På så sätt blir det möjligt att få en uppfattning om hur stor del av vattenlasten på ett tak som kan utgöras av slagregn. Efter förenkling erhålls följande samband mellan fasadhöjden och taklängden:

$$K = \frac{S_{tot}}{N_{tot}} = \left(\frac{u}{u_0}\right) \frac{H}{L} \leq 1,0 \quad (4.5)$$

där  $K \leq 1,0$  innebär att slagregn inte ger upphov till mer vatten på taket än den nederbörd som faller ned på en horisontell takyta. Sambandet i ekvation (4.5) åskådliggörs i Figur 4.12.



Figur 4.12. Förhållandet mellan angränsande byggnaders fasadhöjd  $H$  och takets längd  $L$  som funktion av vindhastigheten  $u$  för olika värden på regnets fallhastighet  $u_0$ .

Värden under kurvorna i figuren innebär att  $K \leq 1,0$  och att den totala vattenlasten på taket huvudsakligen utgörs av vanlig nederbörd. Om en intilliggande yttervägg exempelvis är lika hög som taket är långt tillåts vindhastigheter på 5-10 m/s innan slagregn ger upphov till en större vattenlast på ett tak. Om fasadhöjden däremot är fem gånger större kan slagregn redan vid vindhastigheter på 1-2 m/s ha större betydelse än nederbörden på mark.





# 5. DIMENSIONERING FÖR VATTENLAST

## 5.1 Gällande regelverk

Nationella regelverk presenterar olika regler för att undvika allvarliga konsekvenser till följd av vattenansamlingar på framför allt flacka tak. I det europagemensamma regelverket Eurokod saknas i nuläget regler och rekommendationer för hur tak ska utformas med hänsyn till risken för kvarstående vatten. Vid närmare eftersökning kan konstateras att det enda i Eurokod som kan kopplas till regn och vattenlast nämns i samband med dimensionering för snölast på tak. I SS-EN 1991-1-3, avsnitt 5.2, anges följande:

*(6) Inom områden där det finns risk för regn på snön eller för upprepad upptining och frysning bör snölasten på taket ökas, särskilt om snö och is kan blockera takets avvattningsystem.*

För ytterligare vägledning hänvisas till den nationella bilagan för respektive land. I Sveriges nationella annex, EKS, finns emellertid inga kompletterande uppgifter eftersom inget nationellt val gjorts för det aktuella avsnittet 5.2 (6) (Boverket, 2015). Däremot anges i anvisningar från aktörer inom den svenska takbranschen att flacka tak vid nyproduktion bör utformas med en minsta lutning på 1:40 för att minimera risken för vattenansamlingar (Tätskiktsgarantier, 2016).

I *International Building Code (IBC)* som framför allt tillämpas i USA finns dock ett separat kapitel gällande regnlaster (*eng. rain loads*) på flacka tak. Vid dimensionering med hänsyn till regnlast anges under sektion 1611.1 i IBC (2009) att:

*Each portion of a roof shall be designed to sustain the load of rainwater that will accumulate on it if the primary drainage system for that portion is blocked plus the uniform load caused by water that rises above the inlet of the secondary drainage system at its design flow.*

Utifrån antagandet att det primära takavvattningsystemet är igensatt kan den dimensionerande regnlasten bestämmas enligt IBC (2009):

$$R = 0,0098(d_s + d_h) \quad (5.1)$$

där  $R$  (kN/m<sup>2</sup>) betecknar den nominella regnlasten,  $d_s$  (mm) motsvarar vattendjupet (*eng. static head*) upp till bräddavloppets inlopp när det primära takavvattningsystemet är igensatt samt  $d_h$  (mm) är det tillkommande vattendjupet (*eng. hydraulic head*) ovanför bräddavloppets inlopp vid det dimensionerande flödet. Värt att notera är att samtliga parametrar gäller för den odeformerade takkonstruktionen, varför nedböjning från permanenta och variabla laster i det aktuella fallet inte beaktas då vattenmängden på taket bestäms.

Vid beräkning av regnlasten krävs även uppgifter om aktuell regnintensitet för att kunna bestämma den hydrauliska vattenhöjden,  $d_h$ . Enligt IBC (2009) ska takets avvattningsystem dimensioneras utifrån anvisningar i *International Plumbing Code* (IPC) där regnintensiteten presenteras i fem kartor för olika delar av USA. I respektive karta under sektion 1106 i IPC (2009) anges regnintensiteten i tum för regn med en varaktighet på en timme och en återkomsttid på 100 år, se exempel i Figur 5.1.



Figur 5.1. Timvärden för regn (i tum) med återkomsttiden 100 år i östra USA (IPC, 2009).

Med kännedom om regnets intensitet och takarean som ska avvattnas beräknas i sin tur erforderlig flödes hastighet för respektive takavlopp. När flödet är känt kan slutligen den hydrauliska vattenhöjden läsas av i tabell för takavlopp med olika form och dimensioner. För mer detaljerade uppgifter gällande beräkning av flödes hastigheten och avläsning av den hydrauliska vattenhöjden hänvisas emellertid till IPC (2009) i sin helhet.

Vid bestämning av den dimensionerande regnlasten enligt IBC (2009) tas som tidigare nämnt ingen hänsyn till takets nedböjning. Inverkan av takkonstruktionens nedböjning från permanent och variabel last beaktas däremot då risken för instabilitetsproblem till följd av vattenansamlingar i takets lågpunkter (*eng. ponding*) undersöks. Anvisningarna i IBC (2009) baseras här på den amerikanska standarden ASCE/SEI 7-10 som ges ut av *American Society of Civil Engineers* (ASCE) och *Structural Engineering Institute* (SEI). Under avsnitt 8.4 i ASCE/SEI 7-10 (2010) anges följande:

*'Ponding' refers to the retention of water due solely to the deflection of relatively flat roofs. Susceptible bays shall be investigated by structural analysis to assure that they possess adequate stiffness to preclude progressive deflection (i.e. instability) as rain falls on them or meltwater is created from snow on them. Bays with a roof slope less than 1/4 in./ft., or on which water is impounded upon them (in whole or in part) when the primary rain system is blocked, but the secondary drain system is functional, shall be designated as susceptible bays. Roof surfaces with a slope of at least 1/4 in. per ft (1.19°) towards points of free drainage need not to be considered a susceptible bay. The larger of the snow load or the rain load equal to the design condition for a blocked primary drain system shall be used in this analysis.*

Sammantaget kan konstateras att tak med lutning större än 1,19° (1:48) enligt amerikanska regelverk inte behöver undersökas med avseende på risken för instabilitetsproblem till följd av vattenansamlingar i takets lågpunkter. För tak vars lutning är mindre än 1,19° (1:48) anges däremot att en kontroll ska göras i samband med dimensionering för att säkerställa att takkonstruktionen är tillräckligt styv för att förhindra accelererande nedböjning.

Utöver de amerikanska regelverken dimensioneras även för vattenlast i Nederländerna. För att studera dessa riktlinjer hänvisas till de nederländska dimensioneringskoderna NEN 6702 och NPR 6703, vilka till stor del baseras på de beräkningsmetoder som beskrivs i påföljande avsnitt.

## 5.2 Beräkningsmetoder för vattenlast på låglutande tak

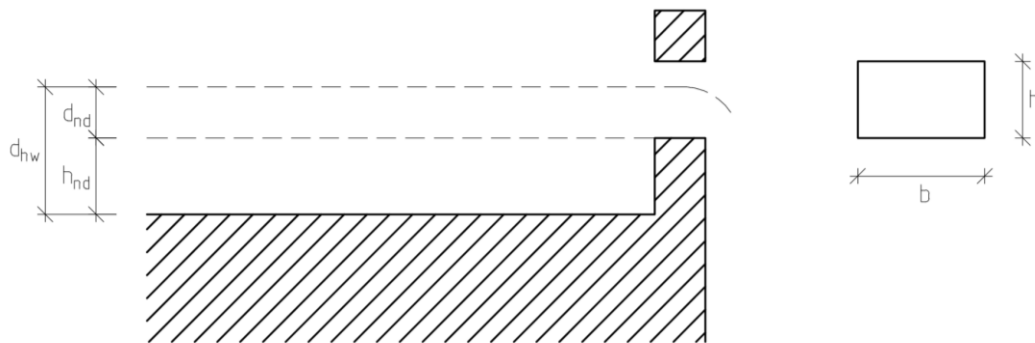
Internationellt förekommer olika beräkningsprogram som kan användas för att studera ett taks känslighet för kvarstående vatten. Programmen baseras i regel på iterativa processer och lämpar sig bäst för att kontrollera om någon risk förekommer. För att undersöka problematiken med vattenansamlingar på tak utan avancerade beräkningsprogram finns ett behov av enkla modeller som kan användas i samband med dimensionering av låglutande och flacka tak. Tidigare har flera sådana modeller presenterats där de flesta gäller för fritt upplagda balkar vars nedböjning antas följa en sinuskurva. I sällsynta fall förekommer även modeller för fasta inspänningar samt modeller som tar hänsyn till nedböjningen i två riktningar.

I det följande beskrivs ett antal beräkningsmetoder för ansamlingar av regnvatten på vanliga takkonstruktioner bestående av primära och sekundära konstruktionselement samt taktäckning. Trots att beräkningsmetoderna är förhållandevis enkla beaktas olika lastfall, samtidigt som hänsyn tas till initiala deformationer, varierande upplagsförhållanden, olika taklutningar samt kan överföras till att även gälla för sammansatta takkonstruktioner. Vid närmare undersökning av risken för kvarstående vatten visar det sig att styvheten har en stor betydelse varvid två olika modeller tas fram; en för relativt styva takkonstruktioner som kan svämmas över helt och en för extremt flexibla tak där enbart vissa delar av taket kan svämma över. I fortsättningen fokuseras uteslutande på relativt styva takkonstruktioner, för närmare beskrivning av vattenlast på flexibla takkonstruktioner hänvisas till annan litteratur.

### 5.2.1 Fritt upplagd balk på styva upplag

På senare år har det utkommit flera publikationer som gäller kvarstående vatten på flacka tak. Problemet har framför allt studerats i Nederländerna och Italien, där nya metoder har utvecklats vilka säkerligen kan överföras till andra länder (van Herwijnen, Snijder & Fijneman, 2006).

I Nederländernas nationella dimensioneringskoder betraktas ett flackt tak, där bräddavlopp med bredden  $b$  och höjden  $h$  placerats längs takets kant på höjden  $h_{nd}$  över takytan, se Figur 5.2.



Figur 5.2. Flackt tak där vatten flödar ut genom bräddavloppet (enligt van Herwijnen et al., 2006)

Vid undersökning av risken för kvarstående vatten förutsätts att de primära takavloppen är igensatta, varvid vattnet istället flödar ut genom bräddavloppen. Vattnet antas dock inte fylla upp hela avloppet utan når enbart höjden  $d_{nd}$ , varför den totala vattennivån  $d_{hw}$  längs takkanten beskrivs av (van Herwijnen et al., 2006):

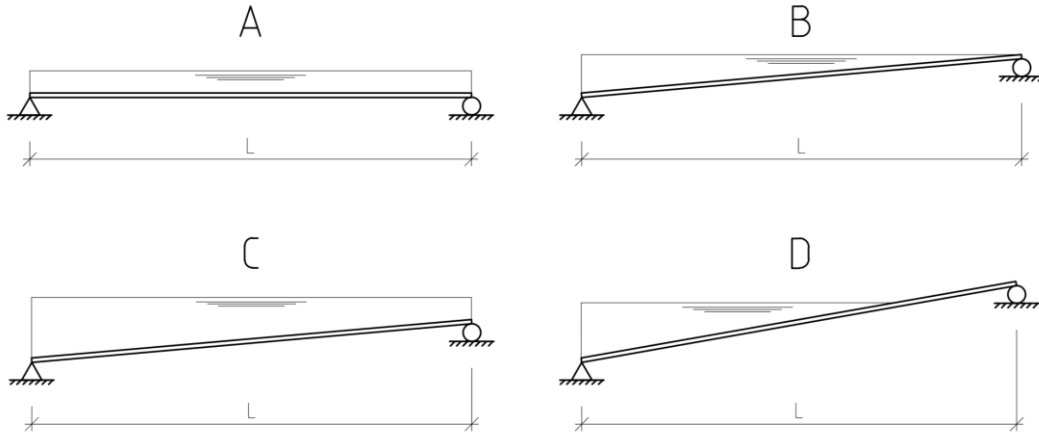
$$d_{hw} = d_{nd} + h_{nd} \quad (5.2)$$

Den uppkomna vattenlasten kan därefter beräknas enligt:

$$\bar{p} = (d_{hw} + d_n)\gamma \quad (5.3)$$

där  $\gamma$  är vattnets tunghet ( $10 \text{ kN/m}^3$ ) och  $d_n$  betecknar det vattendjup som tillkommer då taket deformeras till följd av permanent last och vattenlasten i sig. Framtagandet av  $d_n$  sker genom en iterativ process eftersom en större vattenlast tillåts efterhand som takets nedböjning ökar, vilket i sin tur medför att nedböjningen ökar ytterligare.

I van Herwijnen et al. (2006) redogörs för ett antal vanliga lastfall för vattenlast på flacka tak. Härvid studeras vattenlasten på takbalkar med styva upplag, centrumavståndet  $a$ , böjstyvheten  $EI$  och vattennivån  $d_{hw}$  för de fyra lastfallen: (A) jämnt utbredd last, (B) triangulär last, (C) trapetsformad last samt (D) partiell triangulär last, se Figur 5.3.



Figur 5.3. Vanliga lastfall för en fritt upplagd takbalk (enligt van Herwijnen et al., 2006).

#### Lastfall A: Jämnt utbredd last

För det enklaste lastfallet anger van Herwijnen et al. (2006) att den jämnt utbredda vattenlasten  $q = \alpha\gamma d_{hw}$  kan approximeras av en sinusformad last med det maximala värdet:

$$\hat{q} = \frac{4}{\pi} \alpha\gamma d_{hw} \quad (5.4)$$

Med utgångspunkt från antagandet:

$$\hat{d}_{hw} = \frac{4}{\pi} d_{hw} \quad (5.5)$$

kan den maximala lasten uttryckas som:

$$\hat{q} = \alpha\gamma \hat{d}_{hw} \quad (5.6)$$

Därefter blir det möjligt att ta fram uttryck för såväl böjmomentet  $M_0$  som första ordningens nedböjning  $\hat{\delta}_0$  orsakad av vattenlast. Här visar det sig att båda uttrycken stämmer väl överens med motsvarande ekvationer för en fritt upplagd balk belastad av en jämnt utbredd last  $q$ .

$$M_0 = \frac{l^2}{\pi^2} \hat{q} = \frac{l^2}{\pi^2} \frac{4}{\pi} q = \frac{ql^2}{7,752} \approx \frac{ql^2}{8} \quad (5.7)$$

$$\hat{\delta}_0 = \frac{l^4}{\pi^4 EI} \hat{q} = \frac{l^4}{\pi^4 EI} \frac{4}{\pi} q = \frac{5,02ql^4}{384EI} \approx \frac{5ql^4}{384EI} \quad (5.8)$$

Första ordningens nedböjning bidrar till uppkomsten av vattenlasten  $\hat{q}_0 = a\gamma\hat{d}_0$ , vilken i sin tur ger upphov till en ytterligare nedböjning  $\hat{\delta}_1$  som kan beräknas enligt:

$$\hat{\delta}_1 = \frac{l^4 \hat{q}_0}{\pi^4 EI} = \frac{l^4 a\gamma\hat{\delta}_0}{\pi^4 EI} = \frac{l^4 a\gamma l^4 a\gamma\hat{d}_{hw}}{\pi^4 EI \pi^4 EI} \quad (5.9)$$

Som ett resultat av  $\hat{\delta}_1$  tillkommer nedböjningen  $\hat{\delta}_2, \hat{\delta}_3$ , etc. varvid den slutliga nedböjningen  $\hat{\delta}_{end}$  orsakad av vattenlast beräknas som summan  $\hat{\delta}_{end} = \hat{\delta}_0 + \hat{\delta}_1 + \hat{\delta}_2 + \hat{\delta}_3 + \dots$  enligt:

$$\hat{\delta}_{end} = \left( \frac{l^4 a\gamma\hat{d}_{hw}}{\pi^4 EI} \right) \cdot \left( 1 + \frac{l^4 a\gamma}{\pi^4 EI} + \left( \frac{l^4 a\gamma}{\pi^4 EI} \right)^2 + \left( \frac{l^4 a\gamma}{\pi^4 EI} \right)^3 + \dots \right) \quad (5.10)$$

Av ekvation (5.10) kan konstateras att om  $\frac{l^4 a\gamma}{\pi^4 EI} = 1$  blir värdet på  $\hat{\delta}_{end}$  oändligt stort. Av denna anledning introducerar van Herwijnen et al. (2006) en kritisk böjstyvhet definierad som:

$$EI_{cr} = \frac{a\gamma l^4}{\pi^4} \quad (5.11)$$

där den kritiska böjstyvheten  $EI_{cr}$  utgör en lägsta gräns för tillåten böjstyvhet med hänsyn till risk för kvarstående vatten.

Därefter införs beteckningen  $n$  som beskriver förhållandet mellan böjstyvheten  $EI$  och den kritiska böjstyvheten  $EI_{cr}$ :

$$n = \frac{EI}{EI_{cr}} \quad (5.12)$$

vilket resulterar i att ekvation (5.10) även kan uttryckas som:

$$\hat{\delta}_{end} = \hat{\delta}_0 \left( 1 + \frac{1}{n} + \frac{1}{n^2} + \frac{1}{n^3} + \dots \right) \quad (5.13)$$

För fallet  $n > 1$  härleder van Herwijnen et al. (2006) ett uttryck för den slutliga nedböjningen orsakad av vattenlast, vilket resulterar i att  $\hat{\delta}_{end}$  kan bestämmas utifrån:

$$\hat{\delta}_{end} = \hat{\delta}_0 \frac{n}{n-1} = \frac{\hat{d}_{hw}}{n-1} \quad (5.14)$$

där  $\hat{\delta}_0$  förenklats enligt:

$$\hat{\delta}_0 = \frac{l^4 a\gamma\hat{d}_{hw}}{\pi^4 EI} = \frac{EI_{cr}}{EI} \hat{d}_{hw} = \frac{\hat{d}_{hw}}{n} \quad (5.15)$$

Den slutliga nedböjningen i en takbalks fältmitt kan således enkelt beräknas utifrån  $\hat{d}_{hw}$  och  $n$ , där ett litet värde på  $n$  bör undvikas eftersom det ger stora deformationer och böjmoment.

Följaktligen blir den totala vattenlasten  $\hat{q}_{end}$  orsakad av den slutliga nedböjningen  $\hat{\delta}_{end}$ :

$$\hat{q}_{end} = \alpha\gamma\hat{\delta}_{end} \quad (5.16)$$

Likaså kan det slutliga böjmomentet  $M_{end}$  bestämmas utifrån:

$$M_{end} = M_0 + \Delta M \quad (5.17)$$

där:

$$\Delta M = \frac{l^2}{\pi^2}\hat{q}_{end} = \frac{l^2}{\pi^2}\alpha\gamma\hat{\delta}_{end} \quad (5.18)$$

### *Lastfall B: Triangulär last*

Motsvarande beräkningar kan enkelt överföras till lutande tak med en triangulär last. Till följd av symmetri är nedböjningen i mittspannet i detta fall exakt hälften av nedböjningen orsakad av en jämnt utbredd last enligt:

$$\hat{\delta}_0 = \frac{\hat{d}_{hw}}{2n} \quad (5.19)$$

vilket medför att:

$$\hat{\delta}_{end} = \frac{\hat{d}_{hw}}{2(n-1)} \quad (5.20)$$

### *Lastfall C: Trapetsformad last*

Därefter kan beräkningarna enkelt generaliseras för det tredje lastfallet med en trapetsformad last. Den trapetsformade lasten kan betraktas som summan av en del med jämnt utbredd last (1) samt en del med triangulär last (2), vilket medför att den slutliga nedböjningen  $\hat{\delta}_{end}$  blir:

$$\hat{\delta}_{end} = \left( \frac{\hat{d}_{hw1}}{n} + \frac{\hat{d}_{hw2}}{2n} \right) \frac{n}{n-1} \quad (5.21)$$

Första ordningens böjmoment i balkmitt kan därefter beräknas enligt:

$$M_0 = \frac{l^2}{\pi^2} \left( \hat{d}_{hw1} + \frac{\hat{d}_{hw2}}{2} \right) \alpha\gamma \quad (5.22)$$

samtidigt som det tillkommande momentet  $\Delta M$  och det slutliga momentet  $M_{end}$  beräknas enligt tidigare utifrån ekvation (5.17) och (5.18).

### Lastfall D: Partiell triangulär last

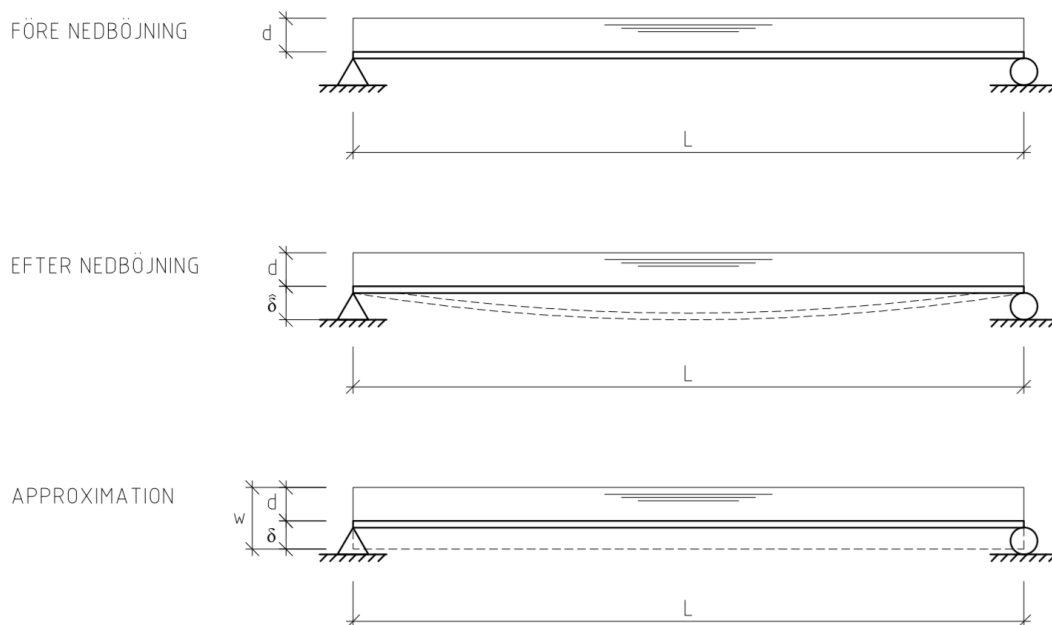
För det sista lastfallet med delvis triangulär last krävs däremot användande av ett finita elementprogram för att iterativt beräkna tillkommande nedböjningar till följd av successivt ökande vattenlast och vice versa. För en detaljerad beskrivning av tillvägagångssättet hänvisas till van Herwijnen et al. (2006) i sin helhet.

Efter FEM-analysen konstaterar van Herwijnen et al. (2006) att värdet på såväl det totala momentet som den slutliga nedböjningen är relativt stort då  $1,0 \leq n < 1,5$ , varför de rekommenderar att takkonstruktioner dimensioneras för  $n \geq 1,5$ . Följaktligen bidrar ett ökat värde på  $n$  till att både moment och nedböjning minskar, samtidigt som en högre vattennivå givetvis resulterar i att det totala momentet och den slutliga nedböjningen blir större.

### 5.2.2 Piston-spring-modellen

Utöver beräkningsmetoden för fritt upplagda balkar har Blaauwendraad (2007) tagit fram två metoder som baseras på en takkonstruktion bestående av ett bärande system med primära och sekundära balkar samt taktäckning i form av profilerad stålplåt. Inledningsvis undersöks en fritt upplagd sekundärbalk som förutsätts vara helt rak och sakna deformation efter belastning av permanent last i form av egentyngd. Till en början antas även primärbalkar och stålplåtar vara fritt upplagda samt ha oändlig styvhet vilket innebär att de inte deformeras vid belastning. Senare ska analysen utvidgas till att även omfatta sammansatta takkonstruktioner med initiala deformationer, olika upplagsförhållanden samt olika taklutning (Blaauwendraad, 2007).

Vid den första analysen förutsätts att de primära takavloppen är igensatta, samtidigt som det förekommer ett ständigt vattenflöde genom bräddavlopp placerade vid takets kant. I värsta fall antas de igensatta takbrunnarna möjliggöra uppkomsten av stående vatten till ett djup  $d$  över hela takytan, se Figur 5.4. I figuren illustreras vattenlasten före och efter nedböjning för en sekundärbalk med längden  $L$  placerad på centrumavståndet  $a$  (Blaauwendraad, 2006).

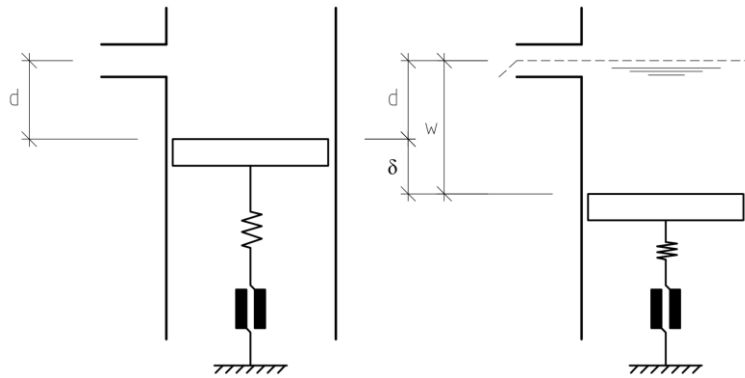


Figur 5.4. Vattenlast på en sekundärbalk före och efter nedböjning (enligt Blaauwendraad, 2006).



Till följd av balkens nedböjning tillkommer en ytterligare vattenlast vilket medför att den totala vattenlasten över spannet består av två delar; en jämnt utbredd last med vattendjupet  $d$ , samt en varierande last med det maximala vattendjupet  $\hat{\delta}$ . Som förenkling gör Blaauwendraad (2007) om den varierande lasten till en jämnt utbredd last med det genomsnittliga vattendjupet  $\delta$ , där antagandet om att balkens nedböjning följer en sinusformad kurva, se Figur 5.4, resulterar i att  $\delta = 0,8\hat{\delta}$ . Senare visar det sig att den beräknade faktorn 0,8 har en nyckelroll och inte enbart gäller för fritt upplagda balkar utan även för andra upplagsförhållanden (Blaauwendraad, 2007).

När såväl den initiala som den tillkommande vattenlasten approximerats till jämnt utbredda laster introducerar Blaauwendraad (2007) den så kallade *piston-spring*-modellen. Modellen beskrivs i Figur 5.5 där den viktlösa kolven (*eng. piston*) representerar takytan över aktuellt upplag och fjädern (*eng. spring*) motsvarar upplaget i sig. I figuren visas modellens princip både innan och under ett kraftigt regn, där vattendjupet  $d$  inkluderar den mindre vattennivå som förekommer ovanför bräddavloppets kant vid ett ständigt flöde av vatten. Likaså redovisas den genomsnittliga nedböjningen  $\delta$  samt det totala vattendjupet  $w$  (Blaauwendraad, 2007).



Figur 5.5. Piston-spring-modellen utan vatten (t.v.) och med vatten (t.h.) (enligt Blaauwendraad, 2007).

Vidare introducerar Blaauwendraad (2007) fjäderstyvheten  $D$  (kN/m) samt den specifika vattenlasten  $W$  (kN/m) som beskriver tyngden av en meter vattenpelare på kolven. Parametern  $W$  kan bestämmas relativt enkelt utifrån vattenlasten över influensarean  $aL$  (m<sup>2</sup>) och vattnets tunghet  $\gamma$  (10 kN/m<sup>3</sup>). Tyngden av en meter vatten på den aktuella delen av taket blir således:

$$W = \gamma aL \quad (5.23)$$

Fjäderstyvheten  $D$  (kN/m) beskriver relationen mellan den totala vattenlasten  $F_w = Ww$  (kN) på aktuell takarea och motsvarande nedböjning  $\delta$  (m). Styvhetsparametern beror till stor del på upplagsförhållandena, där enbart fritt upplagda balkar studeras för tillfället. Den maximala nedböjningen för en fritt upplagd balk med en jämnt utbredd last  $q$  beräknas enligt:

$$\hat{\delta} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (5.24)$$

där  $EI$  betecknar sekundärbalkens böjstyvhet. Genom att uttrycka den totala vattenlasten som  $F_w = qL$  och utnyttja relationen  $\delta = 0,8\hat{\delta}$  kan ekvation (5.24) skrivas om till:

$$\delta = \frac{FL^3}{96EI} \quad (5.25)$$

vilket med  $D = F_w/\delta$  slutligen resulterar i:

$$D = \frac{96EI}{L^3} \quad (5.26)$$

Utifrån Figur 5.5 framgår att vattenpelaren ovanför kolven har den totala höjden  $w = d + \delta$ . Under förutsättning att stationära förhållanden uppnåtts och att fjädern verkar linjärelastiskt för alla värden på  $w$ , råder jämvikt mellan vattenlasten  $F_w = Ww$  och kraften i fjädern  $F_r = D\delta$ .

$$Ww = D\delta \quad (5.27)$$

Eftersom  $\delta = w - d$  kan ekvation (5.27) skrivas om enligt:

$$(D - W)w = Dd \quad (5.28)$$

Med utgångspunkt från ekvation (5.28) kan konstateras att ett lågt värde på  $W$  resulterar i att det totala vattendjupet  $w$  i princip är lika stort som det initiala vattendjupet  $d$ . Om  $W$  däremot närmar sig värdet på  $D$  ökar den totala vattennivån  $w$  drastiskt.

Om fjädern istället verkar idealplastiskt inför Blaauwendraad (2007) beteckningen  $F_p$  vilken beskriver upplagets plastiska bärförmåga. I detta fall erhålls den nya jämvikten:

$$Ww = F_p \quad (5.29)$$

Denna jämvikt beskriver motsatta förhållanden jämfört med ekvation (5.28), vilket innebär att ökande värden på  $w$  ger upphov till minskande värden på  $W$ . Eftersom det totala vattendjupet  $w$  inte kan vara lägre än det ursprungliga vattendjupet  $d$ , studeras gränsen  $w = d$  närmare. Enligt Blaauwendraad (2007) kan värdet på  $W$  vid den lägsta gränsen liknas vid en specifik hållfasthet (*eng. specific strength*) med beteckningen  $S$  (kN/m) definierad som:

$$S = \frac{F_p}{d} \quad (5.30)$$

För angivna värden på  $D$ ,  $d$  och  $S$  begränsas således det totala vattendjupet till ett maximalt värde  $W_u$  beräknat enligt:

$$\frac{1}{W_u} = \frac{1}{D} + \frac{1}{S} \quad (5.31)$$

Efter att såväl fjäderns styvhet  $D$  som den specifika vattenlasten  $W$  undersökts närmare introducerar Blaauwendraad (2007) beteckningen  $n$  som förhållandet mellan  $D$  och  $W$ .

$$n = \frac{D}{W} \quad (5.32)$$

Genom införandet av förhållandet  $n$  kan ekvation (5.27) och (5.28) även uttryckas som:

$$\delta = \frac{w}{n} \quad (5.33)$$

$$w = \frac{n}{n-1} d \quad (5.34)$$

där relationen mellan  $\delta$  och  $d$  beskrivs av:

$$\delta = \frac{1}{n-1} d \quad (5.35)$$

I ekvation (5.34) kan  $\frac{n}{n-1}$  liknas vid en förstärkningsfaktor som multipliceras med det initiala vattendjupet då sekundärbalken är odeformerad. Efter införandet av förhållandet  $n$  konstateras att om  $n \gg 1$  motsvaras det totala vattendjupet  $w$  av den initiala vattennivån  $d$ , samtidigt som  $n \approx 1$  genererar ett extremt högt värde på  $w$ . Värt att notera är att modellen dessvärre inte gäller för  $n < 1$ , vilket medför negativa värden på det totala vattendjupet  $w$  (Blaauwendraad, 2007).

Vid dimensionering av takkonstruktioner i praktiken tas i första hand hänsyn till dels permanent last, dels variabel last i form av snö och vind. Därefter föreslår Blaauwendraad (2007) att en kontroll görs för att undersöka om taket klarar av den extrema händelsen att stora mängder regnvatten blir stående på taket. Vid denna kontroll förutsätts att flertalet parametrar såsom spännlängd  $L$ , centrumavstånd  $a$ , böjstyvhet  $EI$  och vattendjupet  $d$  är kända. Följaktligen kan förhållandet  $n$  bestämmas utifrån  $D$  och  $W$ , varvid förstärkningsfaktorn  $\frac{n}{n-1}$  kan utnyttjas för att beräkna det totala vattendjupet  $w$  enligt ekvation (5.34). Därefter kan den totala vattenlasten beräknas som  $F_w = Ww$ , vilket i sin tur gör det möjligt att bestämma böjmomentet  $M$  enligt:

$$M = \frac{\left(\frac{F_w}{L}\right) L^2}{8} = \frac{F_w L}{8} \quad (5.36)$$

Momentet orsakat av vattenlast adderas senare till momentet baserat på permanent och variabel last för att slutligen avgöra om konstruktionen uppfyller gällande krav (Blaauwendraad, 2007).

I tidigare beräkningsmetod för en fritt upplagd balk definierades  $n$  som förhållandet mellan aktuell böjstyvhet  $EI$  och den kritiska böjstyvheten  $EI_{cr}$ . Detta förhållande kan härledas genom insättning av ekvation (5.23) och ekvation (5.26) i ekvation (5.32) vilket resulterar i:

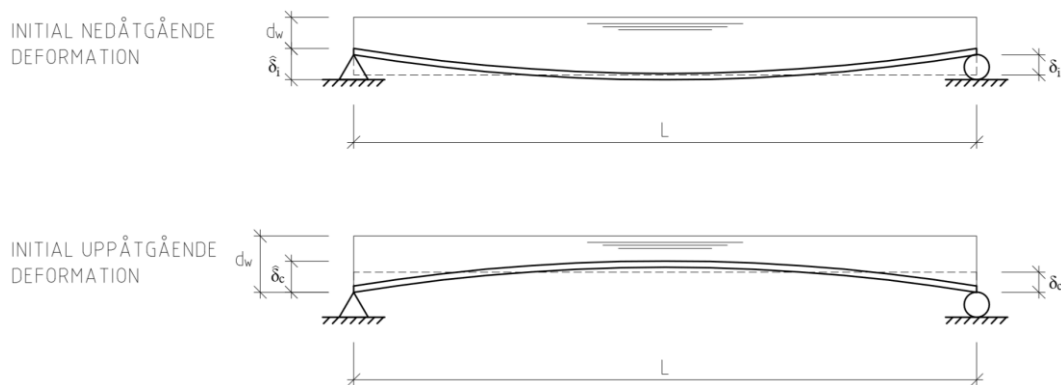
$$n = \frac{EI}{EI_{cr}} \quad (5.37)$$

där den kritiska böjstyvheten  $EI_{cr}$  kan jämföras med motsvarande uttryck i ekvation (5.11).

$$EI_{cr} = \frac{\gamma a L^4}{96} \quad (5.38)$$

### Initiala deformationer

Beräkningsmodellen kan lätt generaliseras till att även gälla tak med initiala deformationer (*eng. initial deflection*) orsakade av permanent last eller initiala imperfektioner. Återigen antas att hela takytan utsätts för en vattenlast, varvid den maximala initiala deformationen beskrivs av  $\hat{\delta}_i$  och liksom tidigare ersätts av ett konstant värde motsvarande  $\delta_i = 0,8\hat{\delta}_i$ , se Figur 5.6. I figuren framgår även att vattennivån vid takets kant betecknas  $d_w$ , samtidigt som det totala vattendjupet ges av  $d = d_w + \delta_i$  (Blaauwendraad, 2007).



Figur 5.6. Initial nedåtgående respektive uppåtgående deformation (enligt Blaauwendraad, 2007).

Likaså kan initiala uppåtgående deformationer (*eng. camber*) hanteras på motsvarande sätt. Om en uppåtgående deformation med det maximala värdet  $\hat{\delta}_c$  kvarstår efter belastning av permanent last utnyttjas  $\delta_c = 0,8\hat{\delta}_c$  för att beräkna det effektiva vattendjupet  $d = d_w - \delta_c$ , vilket även framgår av Figur 5.6 (Blaauwendraad, 2007).

### Varierande upplagsförhållanden

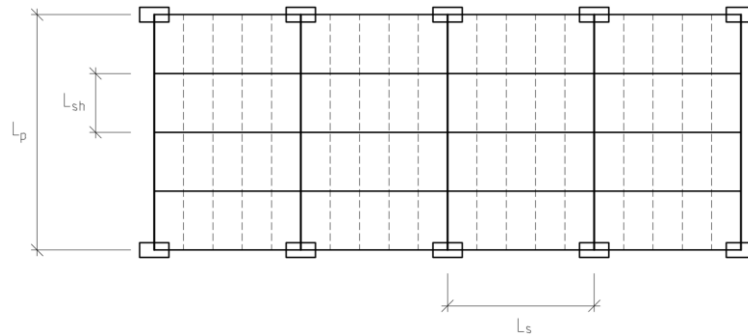
Hitintills har alla konstruktionselement antagits vara fritt upplagda vilket enbart är ett av flera olika upplagsförhållanden. I Blaauwendraad (2007) definieras ett styvhetsförhållande (*eng. stiffness ratio*) för olika typer av upplag där styvhetsfaktorn som minst är 1,0 för fritt upplagda balkar och som mest 5,0 för balkar som är fast inspända i båda ändar. För att ta hänsyn till varierande upplagsförhållanden multipliceras fjäderstyvheten  $D$  med styvhetsfaktorn för aktuellt upplag, vilket medför att förhållandet  $n$  ökar för ett givet värde på böjstyvheten  $EI$ .

Eftersom även momentfördelningen beror på balkens upplag inför Blaauwendraad (2007) ett momentförhållande (*eng. moment ratio*). Även för momentet är faktorn 1,0 för fritt upplagda balkar, samtidigt som momentförhållandet är  $-2/3$  för balkar som är fast inspända i båda ändar. Vid beräkning av böjmomentet  $M$  multipliceras med momentförhållandet, där minustecknet indikerar att momentet uppstår över stöd (Blaauwendraad, 2007).

### Sammanfattning takkonstruktioner

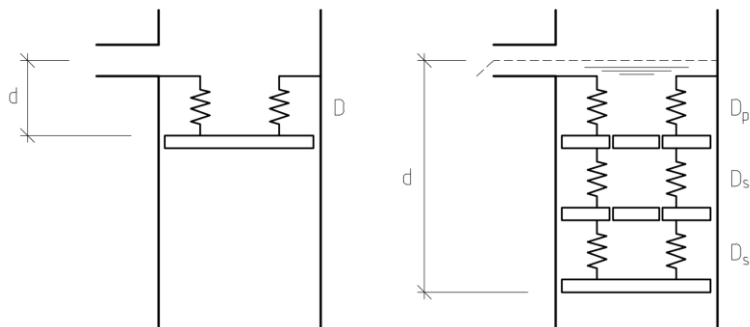
Vidare kan *piston-spring*-modellen överföras till sammansatta takkonstruktioner, exempelvis bestående av primära och sekundära bärverk samt profilerad stålplåt. Följaktligen studeras en takarea som begränsas av längden för en primärbalk,  $L_p$ , och bredden  $L_s$  enligt Figur 5.7. Den aktuella takytan kan i sin tur delas in i fyra sekundära fack där antalet fack betecknas  $N_s$ . Med

anledning av att böjstyvheten för profilerad stålplåt ofta anges per meter i breddriktningen definieras antalet en meter breda ark inom ett sekundärfack som  $N_{sh}$ .



Figur 5.7. Takkonstruktion med primärbalkar, sekundärbalkar och stålplåt (enligt Blaauwendraad, 2007).

I beräkningsmodellen antas att lasten på primärbalkarna orsakad av sekundärbalkarna, samt lasten från stålplåten på sekundärbalkarna, kan liknas vid en jämnt utbredd last. Således kan såväl primärbalkar, sekundärbalkar som stålplåt modelleras med varsin fjäder vilka kan kopplas samman i en serie enligt Figur 5.8, varvid den totala deformationen bestäms som summan av nedböjningen för respektive konstruktionselement.



Figur 5.8. Seriekopplade fjädrar för sammansatta takkonstruktioner (enligt Blaauwendraad, 2007).

Av figuren framgår att varje fjäder belastas av samma vattenlast, vilket innebär att  $W$  beräknas på samma sätt som tidigare med enda skillnaden att  $a$  och  $L$  ersatts av  $L_p$  respektive  $L_s$  enligt:

$$W = \gamma L_p L_s \quad (5.39)$$

Därefter beräknas först fjäderstyvheten för en primärbalk,  $D_p$ , innan fjäderstyvheten även beräknas för  $N_s$  sekundärbalkar,  $D_s$ , och  $N_{sh}$  ark profilerad stålplåt,  $D_{sh}$ . För seriekopplade fjädrar adderas styvheter för att slutligen erhålla den totala styvheten  $D$ , alternativt det totala förhållandet  $n$ , för det sammansatta systemet enligt:

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{D_p} + \frac{1}{D_s} + \frac{1}{D_{sh}} \quad \text{alt.} \quad \frac{1}{n} = \frac{1}{n_p} + \frac{1}{n_s} + \frac{1}{n_{sh}} \quad (5.40)$$

När samtliga styvheter tagits fram beräknas förhållandet  $n$ , det totala vattendjupet  $w$  samt vattenlasten  $F_w$  på samma sätt som tidigare. Med utgångspunkt från att vattenlasten förekommer över hela arean  $L_p L_s$  kan böjmomentet  $M$  för respektive konstruktionselement beräknas som:

$$M_p = \frac{1}{8} F_w L_p \quad ; \quad M_s = \frac{1}{8} \frac{F_w L_s}{N_s} \quad ; \quad M_{sh} = \frac{1}{8} \frac{F_w L_{sh}}{N_{sh}} \quad (5.41)$$

### *Lutande tak*

Slutligen kan beräkningsmodellen även justeras för att ta hänsyn till tak med en specificerad lutning. Taklutningen beaktas genom införandet av flera nya faktorer, samtidigt som metoden även gäller för delvis triangulär last. Liksom tidigare studeras inte fallet med partiell last närmare här, utan istället hänvisas till Blaauwendraad (2006) i sin helhet.

## 5.3 Komplettering av beräkningsmetoder

### 5.3.1 Alternativ metod för fritt upplagd balk på styva upplag

Som komplement till de redovisade beräkningsmetoderna presenteras även en alternativ metod för att studera vattenlast på fritt upplagda balkar på styva upplag. Senare visar det sig att ett annat tillvägagångssätt leder fram till likvärdiga uttryck som van Herwijnen et al. (2006) härlett.

Vid undersökning av vattenlasters inverkan på låglutande och flacka tak har takkonstruktionens nedböjning en avgörande betydelse eftersom det i takets lågpunkter kan samlas stora mängder vatten. Den maximala nedböjningen  $\delta_{max}$  (m) i fältmitt för en fritt upplagd balk beräknas enligt:

$$\delta_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (5.42)$$

där  $q$  (kN/m) oftast betecknar lasten i bruksgränstillståndet för olika lastkombinationer,  $L$  (m) är längden och  $EI$  (kNm<sup>2</sup>) motsvarar balkens böjstyvhet.

Dimensionering i bruksgränstillståndet syftar till att begränsa deformationerna med hänsyn till estetiska aspekter och risken för skador. I bruksgränstillståndet kan nedböjningen undersökas för karakteristisk (permanent skada, irreversibla gränstillstånd), frekvent (tillfällig olägenhet, reversibla gränstillstånd) samt kvasi-permanent lastkombination (Isaksson et al., 2010). I detta fall undersöks nedböjningen för långtidslast i kvasi-permanent lastkombination som används för att beakta långtidseffekter såsom krypning i betong och trä. Den dimensionerande lasten  $q_{d,KP}$  (kN/m) för kvasi-permanent lastkombination i bruksgränstillståndet beräknas enligt:

$$q_{d,KP} = 1,0g_k + \psi_{2,i}q_k \quad (5.43)$$

där  $\psi_{2,i}$  är en lastkombinationsfaktor som för snölast varierar mellan 0,1-0,2 för olika snözoner.

Generellt sett bestäms den totala nedböjningen som summan av nedböjningen orsakad av permanent last från egentyngd respektive variabel last såsom snölast, vindlast eller nyttig last. Liksom tidigare studeras uteslutande variabel last i form av snölast, vilken antas ge upphov till en reversibel nedböjning som återgår då snön på taket smälter. Följaktligen beräknas enbart nedböjningen till följd av permanent last då risken för kvarstående vatten på tak undersöks.

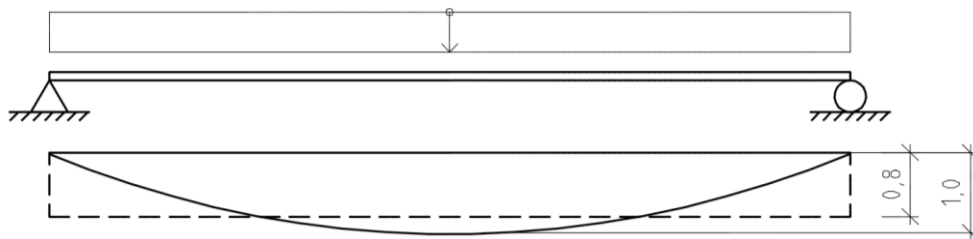
För en fritt upplagd takbalk av trä kan den slutliga nedböjningen  $\delta_{fin,G}$  orsakad av permanent last beräknas utifrån den omedelbara nedböjningen  $\delta_{inst,G}$ , vilken enligt nedan ökas med faktorn  $k_{def}$  som tar hänsyn till långtidseffekter hos träbaserade material.

$$\delta_{fin,G} = \delta_{inst,G}(1 + k_{def}) = \frac{5g_k a L^4}{384EI} (1 + k_{def}) \quad (5.44)$$

Till följd av takbalkens nedböjning uppkommer, som tidigare nämnt, lågpunkter där vatten kan ansamlas på taket. Utifrån antagande om att nedböjningen följer en sinuskurva kan vattenlasten approximativt beräknas enligt:

$$q_{w1} = 0,8\gamma_w a \delta_{fin,G} \quad (5.45)$$

där  $\gamma_w$  (kN/m<sup>3</sup>) är vattnets tunghet,  $a$  (m) är centrumavståndet,  $\delta_{fin,G}$  (m) är nedböjningen av permanent last. Faktorn 0,8 används för att göra om den sinusformade lasten till en rak jämnt utbredd last, se Figur 5.9.



Figur 5.9. Approximation av jämnt utbredd vattenlast utifrån takbalkens sinusformade nedböjning.

Vattenlasten  $q_{w1}$  ger i sin tur upphov till nedböjningen  $\delta_{w1}$  beräknad enligt:

$$\delta_{w1} = \frac{5q_{w1}L^4}{384EI} \quad (5.46)$$

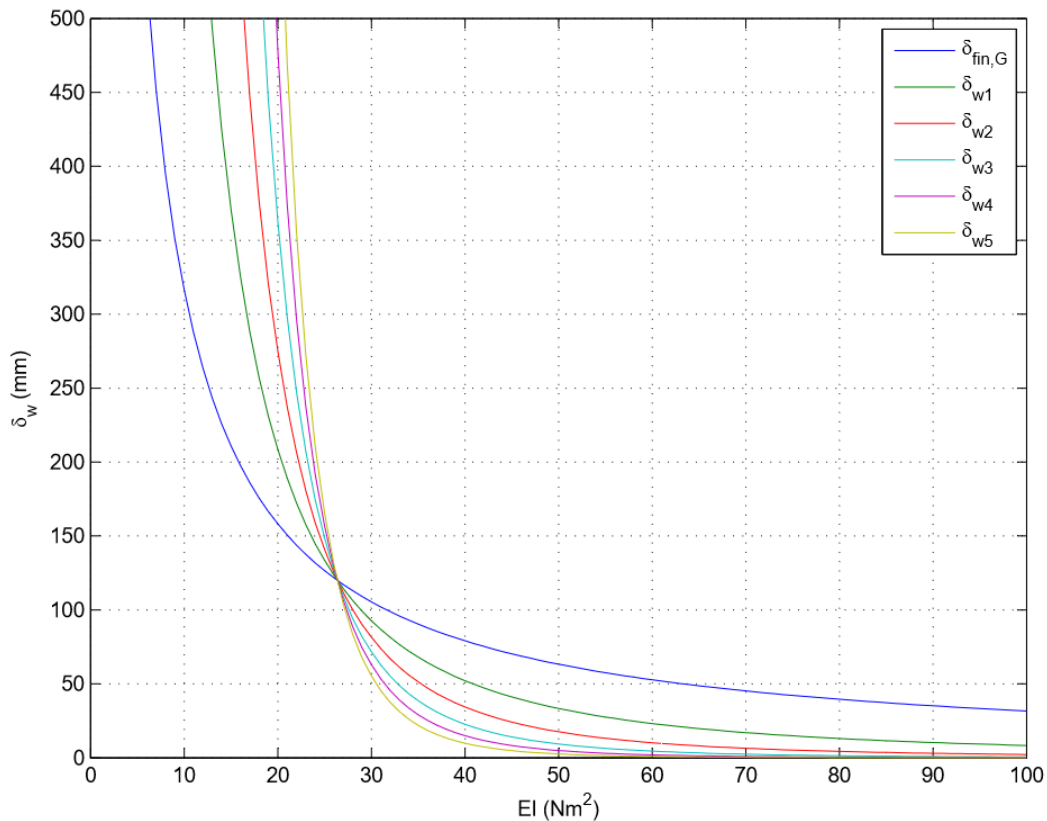
Den tillkommande nedböjningen möjliggör för mer vatten att rinna till, vilket resulterar i den ytterligare nedböjningen  $\delta_{w2}$  orsakad av den tillrinnande vattenlasten  $q_{w2}$ .

$$q_{w2} = 0,8\gamma_w a \delta_{w1} \quad (5.47)$$

$$\delta_{w2} = \frac{5q_{w2}L^4}{384EI} \quad (5.48)$$

Följaktligen kan det konstateras att vattenlasten ökar efterhand som takets nedböjning ökar och tvärtom, där processen fortsätter tills ett jämviktsläge uppstår eller takkonstruktionen kollapsar.

I Figur 5.10 nedan plottas nedböjningen  $\delta_{wi}$ , orsakad av den tillrinnande vattenlasten  $q_{wi}$ , som funktion av böjstyvheten  $EI$ .



Figur 5.10. Nedböjning till följd av vattenlast som funktion av böjstyvheten. Figuren visar nedböjningen för en  $140 \times 540 \text{ mm}^2$  limträbalk (GL32c, klimatklass 1, lasttyp M) med längden 15 m och centrumavståndet 5,0 m, vilken belastas av en permanent last på  $0,6 \text{ kN/m}^2$  (inklusive egentyngd och taktäckning).

Av figuren framgår en tydlig skärningspunkt där kurvorna för respektive nedböjning  $\delta_{wi}$  möts. För böjstyvheter till höger om skärningspunkten närmar sig den tillkommande nedböjningen noll. Om böjstyvheten däremot understiger skärningspunktens värde går nedböjningen istället mot oändligheten. Observera att kurvornas inbördes ordning skiljer sig åt på olika sidor om skärningspunkten, vilket innebär att den tillkommande nedböjningen, tillika vattenlasten, för varje iteration blir större än tidigare värde ( $\delta_{w5} > \delta_{w4} > \dots > \delta_{w1} > \delta_{fin,G}$ ) vid låg böjstyvhet.

I det fall nedböjningen  $\delta_{w1}$  till följd av vattenlasten  $q_{w1}$  är större än nedböjningen  $\delta_{fin,G}$  orsakad av permanent last, kommer den tillrinnande vattenlasten  $q_{w2}$  ge upphov till en nedböjning  $\delta_{w2}$  som är större än  $\delta_{w1}$ . Konsekvensen blir att nedböjningen ökar drastiskt för varje iteration vilket slutligen leder till att nedböjningen går mot oändligheten varpå taket kollapsar. Om den tillkommande nedböjningen istället minskar för varje iteration uppstår så småningom ett jämviktsläge då den tillrinnande vattenlasten är väldigt liten och ger försumbar nedböjning. För att ett jämviktsläge ska uppstå krävs således att  $\delta_{w1} < \delta_{fin,G}$ , vilket kan skrivas om enligt:

$$\frac{5q_{w1}L^4}{384EI} < \delta_{fin,G} \quad (5.49)$$



Genom insättning av ekvation (5.45) kan  $\delta_{fin,G}$  förkortas bort varvid följande samband erhålls:

$$\frac{\gamma_w a L^4}{96EI} < 1,0 \quad (5.50)$$

Därefter kan en kritisk böjstyvhets definieras som:

$$EI_{cr} = \frac{\gamma_w a L^4}{96} \quad (5.51)$$

Följaktligen erhålls ett likvärdigt uttryck för den kritiska böjstyvhets som tidigare definierats av van Herwijnen et al. (2006) i ekvation (5.11). Vidare kan det slås fast att skärningspunkten i Figur 5.10 i själva verket motsvarar den kritiska böjstyvhets  $EI_{cr}$ .

I enlighet med van Herwijnen et al. (2006) kan beteckningen  $n$  återigen införas för att beskriva förhållandet mellan aktuell böjstyvhets  $EI$  och den kritiska böjstyvhets  $EI_{cr}$ .

$$n = \frac{EI}{EI_{cr}} \quad (5.52)$$

Sammanfattningsvis konstateras att den totala vattenlasten konvergerar och slutligen når ett jämviktsläge om  $n > 1$ , medan nedböjningen divergerar och går mot oändligheten om  $n \leq 1$ .

### 5.3.2 Framtagande av böjstyvhetsförhållandet $n$ för olika material

Vid dimensionering kan förhållandet  $n$  beräknas för att som ett första steg undersöka om potentiella vattenlast kan leda till problem. Ett lågt  $n$  innebär att takkonstruktionen har en låg styvhets där värden under 1,0 innebär att nedböjningen går mot oändligheten. Mot bakgrund av kompletterande reliabilitets- och känslighetsstudier rekommenderar van Herwijnen et al. (2006) att böjstyvhetsförhållandet  $n$  bör vara minst 1,5. Däremot anges ingen övre gräns, varför det kan vara svårt att veta hur stora värden på  $n$  som är rimliga. Vidare varierar böjstyvhets beroende på tvärsnittets storlek och för olika material, exempelvis är i regel böjstyvhets störst för betong och lägre för både stål och trä. För att få en bättre uppfattning om hur värdet på  $n$  skiljer sig åt mellan limträ, stål och betong dimensioneras en godtycklig balk för respektive material med avseende på böjmoment i brottgränstillståndet.

#### Limträ

Inledningsvis studeras en godtycklig takbalk av limträ som dimensioneras för böjmoment i brottgränstillståndet. På liknande sätt som tidigare bestäms den dimensionerande lasten enligt:

$$q_d = \gamma_d 1,2(g_{tak} a + \rho_k b h) + \gamma_d 1,5(\mu_i C_e C_t s_k a) \quad (5.53)$$

där den permanenta lasten utgörs av tyngden för taktäckning  $g_{tak}$  och den aktuella balkens egentygnd beräknad utifrån träets karakteristiska densitet  $\rho_k$  och tvärsnittets dimensioner. Den variabla lasten baseras i sin tur enbart på snölasten på mark  $s_k$  i olika snözoner och formfaktorn  $\mu_i$  som för låglutande tak sätts till 0,8.

Vid dimensionering ska tvärsnittets böjmomentkapacitet  $M_{Rd}$  vara minst lika stor som det maximala böjmomentet  $M_{Ed}$  varvid följande uttryck erhålls:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \Rightarrow \frac{q_d L^2}{8} \leq f_{md} W \Rightarrow L^2 \leq \frac{8 f_{md} b h^2}{6 q_d} \quad (5.54)$$

där  $q_d$  är den dimensionerande lasten i brottgränstillståndet enligt ekvation (5.53).

Böjstyvhetsförhållandet  $n$  kan genom omskrivning bestämmas enligt nedan där det mer exakta värdet på den kritiska böjstyvheten  $EI_{cr}$  hämtats från ekvation (5.11).

$$n = \frac{EI}{EI_{cr}} = \frac{\left(E \frac{bh^3}{12}\right)}{\left(\frac{\gamma_w a L^4}{\pi^4}\right)} = \left(\frac{\pi^4 E b h^3}{12 \gamma_w a L^2}\right) \frac{1}{L^2} \quad (5.55)$$

Genom substitution av  $L^2$  i ekvation (5.55) och insättning av lasten  $q_d$  erhålls efter förenkling följande samband för att beräkna  $n$  utifrån antagandet att momentet är dimensionerande.

$$n_{M, GL} = \frac{\pi^4 E_k h}{2 \gamma_w a L^2} \left( \frac{\gamma_d 1,2 (g_{tak} a + \rho_k b h) + \gamma_d 1,5 (\mu_i C_e C_t s_k a)}{8 f_{md}} \right) \quad (5.56)$$

I appendix B.1 återfinns en tabell där den kritiska böjstyvheten beräknats i respektive snözon för olika limträtvärsnitt (GL32c) och för längder  $L$  upp till 30 meter samt ett centrumavstånd  $a$  på 5,0 meter. Vidare har värdena i tabellen beräknats i säkerhetsklass 3, klimatklass 1, last med varaktigheten M, formfaktorn 0,8 samt en antagen tyngd för taktäckning på 0,5 kN/m<sup>2</sup>.

### Stål

För stål kan ett motsvarande uttryck bestämmas på liknande sätt med skillnaden att stålets elasticitetsmodul  $E_s$  på 200 GPa används istället och att balkens egentygnd hämtas i balktabell.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \Rightarrow \frac{q_d L^2}{8} \leq f_{yd} W_y \Rightarrow L^2 \leq \frac{8 f_{yd} b h^2}{6 q_d} \quad (5.57)$$

$$n_{M, S} = \frac{\pi^4 E_s h}{2 \gamma_w a L^2} \left( \frac{\gamma_d 1,2 (g_{tak} a + g_s) + \gamma_d 1,5 (\mu_i C_e C_t s_k a)}{8 f_{yd}} \right) \quad (5.58)$$

Även för stål redovisas en tabell i appendix B.1 för olika snözoner, stålprofiler och längder samtidigt som övriga relevanta parametrar är samma som för trä. Observera att ekvation (5.58) gäller för elastisk dimensionering utifrån tvärsnittsklass 3 då kvoten mellan böjmotståndet  $W_y$  och tröghetsmomentet  $I_y$  är  $h/2$ . Vid plastisk dimensionering för tvärsnitt i tvärsnittsklass 1 och 2 blir kvoten istället  $h/3$ , varför faktorn 2 i nämnaren i ekvation (5.58) ersätts av 3.

## Betong

Slutligen härleds även ett uttryck för böjstyvhetsförhållandet för balkar av betong. I detta fall beräknas tvärsnittets momentkapacitet approximativt för ett enkelarmerat tvärsnitt under förutsättning att armeringen uppnår flytspänningen i underkant.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \Rightarrow \frac{q_d L^2}{8} \leq 0,9dA_s f_{yd} \Rightarrow L^2 \leq \frac{8(0,9dA_s f_{yd})}{q_d} \quad (5.59)$$

För betong används elasticitetsmodulen  $E_{cm}$  som varierar beroende på betongens hållfasthet. Vidare baseras balkens egentyngd på en tunghet  $\gamma_c$  för armerad betong på  $24 \text{ kN/m}^3$ . Insättning av ekvation (5.59) i ekvation (5.55) resulterar i:

$$n_{M,C} = \frac{\pi^4 E_{cm} b h^3}{96 \gamma_w a L^2} \left( \frac{\gamma_d 1,2 (g_{tak} a + \gamma_c b h) + \gamma_d 1,5 (\mu_i C_e C_t s_k a)}{0,9dA_s f_{yd}} \right) \quad (5.60)$$

Liksom tidigare presenteras värdena på böjstyvheten för betong i en separat tabell i appendix B.1. I tabellen varierar böjstyvhetsförhållandet beroende på snözon, längd, betongens tvärsnitt samt aktuell armeringsmängd. Värt att understryka är att värdena i tabellen baseras på en grovt uppskattad armeringsmängd som varierar för olika balklängder och ökar för respektive snözon. För de konfigurationer av snözon, längd och betongens tvärsnitt vilka inte uppfyller kraven med avseende på böjmoment redovisas inget värde på  $n_{M,C}$ . För att tvärsnittets momentkapacitet ska vara större än det dimensionerande momentet krävs i dessa fall en orimlig armeringsmängd, vilket tyder på att aktuellt tvärsnitt inte bör väljas i praktiken.

### 5.3.3 Jämförelse av erforderlig böjstyvhet

Enligt van Herwijnen et al. (2006) rekommenderas att  $n \geq 1,5$  vilket innebär att erforderlig böjstyvhet med avseende på vattenlast kan bestämmas som  $EI_w = nEI_{cr}$  enligt:

$$EI_w = 1,5 \frac{\gamma_w a}{\pi^4} L^4 \quad (5.61)$$

Den minsta böjstyvheten för dimensionering med hänsyn till vattenlast kan i sin tur jämföras med erforderlig böjstyvhet utifrån gränsvärden för nedböjning i bruksgränstillståndet, samt dimensionering med avseende på såväl böjmoment som tvärkraft i brottgränstillståndet. I bruksgränstillståndet gäller att den maximala nedböjningen ska understiga ett gränsvärde  $L/X$  enligt:

$$\delta_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} \leq \frac{L}{X} \quad (5.62)$$

Utifrån ovanstående uttryck kan en erforderlig styvhet för olika värden på  $X$  definieras som:

$$EI_X \geq \frac{5qX}{384} L^3 \quad (5.63)$$

För dimensionering i brottgränstillståndet för böjmoment och tvärkraft kan motsvarande samband tas fram under förutsättning att bärförmågan med avseende på såväl böjmoment som

tvärkraft är minst lika stor som lasteffekten. Observera att bärförmågan i ekvation (5.64) och ekvation (5.65) nedan gäller för limträ och inte för stål och betong vars kapacitet beräknas med motsvarande uttryck för respektive material.

$$M_{Ed} = \frac{qL^2}{8} \leq M_{Rd} = f_{md}W \quad (5.64)$$

$$V_{Ed} = \frac{qL}{2} \leq V_{Rd} = \frac{f_{vd}k_{cr}bh}{1,5} \quad (5.65)$$

Uttrycken för böjmoment och tvärkraft beror dock inte direkt på böjstyvheten  $EI$ . Av denna anledning multipliceras med böjstyvheten på båda sidor varvid följande två samband erhålls:

$$EI_M \geq \frac{qEI}{8f_{md}W} L^2 \quad (5.66)$$

$$EI_V \geq \frac{1,5qEI}{2f_{vd}k_{cr}bh} L \quad (5.67)$$

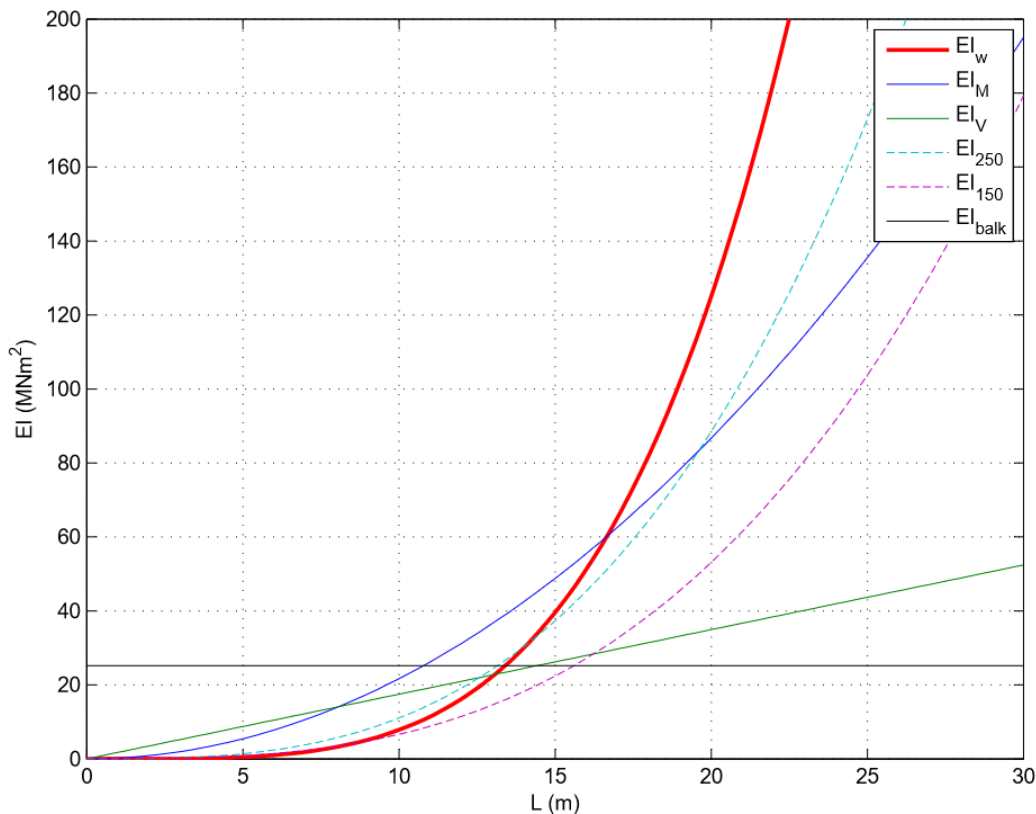
Som jämförelse kan böjstyvheten för en godtycklig takbalk beräknas enligt:

$$EI_{balk} = E \frac{bh^3}{12} \quad (5.68)$$

### *Beräkningsexempel*

Som beräkningsexempel studeras en 140×540 takbalk av limträ GL32c med längden 15 meter och centrumavståndet 5 meter. För limträ av typ GL32c är elasticitetsmodulen 13700 MPa, vilket tillsammans med tvärsnittets tröghetsmoment resulterar i att böjstyvheten är 25,2 MNm<sup>2</sup>.

För beräkning av böjstyvheten enligt ekvation (5.63), ekvation (5.66) och ekvation (5.67) krävs kännedom om den dimensionerande lasten i brottgränstillståndet. I detta fall antas en total permanent last på 0,6 kN/m<sup>2</sup> som inkluderar både taktäckning och balkens egentnygd. Vidare tas enbart hänsyn till variabel last i form av snölast för den lägsta snözonen 1,0, samtidigt som  $C_e$  och  $C_t$  sätts till 1,0 och formfaktorn 0,8 används för låglutande tak. Följaktligen beräknas den dimensionerande lasten i brottgränstillståndet till 9,6 kN/m för den aktuella takbalken. Därefter kan samtliga samband plottas som funktion av längden  $L$  i Figur 5.11 nedan. För den aktuella balken med böjstyvheten 25,2 MNm<sup>2</sup> visar nedanstående figur att böjmomentet är dimensionerande och begränsar balkens längd till ungefär 11 meter.



Figur 5.11. Erforderlig böjstyvhetskurvor med hänsyn till dimensionering för böjmoment, tvärkraft och nedböjning. Figuren gäller för en  $140 \times 540 \text{ mm}^2$  limträbalk (GL32c, klimatklass 1, lasttyp M) med centrumavståndet 5,0 m, vilken belastas av en permanent last på  $0,6 \text{ kN/m}^2$  (inklusive egentyngd och taktäckning).

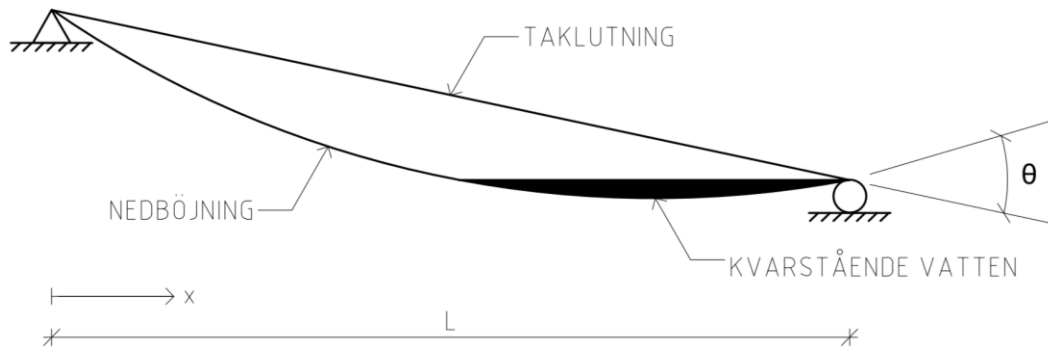
I Figur 5.11 framgår även att tvärkraften är dimensionerande upp till längder på 8 meter, innan böjmomentet i balken blir dimensionerande upp till längder på omkring 17 meter. För längder som överstiger 17 meter är böjstyvhetskravet med avseende på vattenlast dimensionerande. Den absoluta gränsen för vilken böjstyvhetskrav som krävs vid en viss längd utgörs således av den kritiska böjstyvhetskravet med hänsyn till vattenlast multiplicerat med böjstyvhetsförhållandet 1,5. För en balk med längden 20 meter krävs exempelvis en böjstyvhetskrav på minst  $120 \text{ MNm}^2$  för att den aktuella takbalken inte ska vara särskilt känslig för problem med kvarstående vatten på taket.

## 5.4 Begränsning av nedböjning

### 5.4.1 Maximal nedböjning med hänsyn till taklutning

På låglutande och flacka tak bidrar takkonstruktionens naturliga nedböjning till att vatten kan ansamlas i lågpunkterna, vilket i sin tur orsakar större deformationer som tillåter ännu större ansamlingar av vatten. Därmed ökar vattenlasten efterhand som nedböjningen ökar, samtidigt som ökad nedböjning ger ökad vattenlast. Till följd av successivt ökande last och nedböjning finns risken att takkonstruktionen slutligen ger vika och kollapsar när lasteffekten från vatten överskrider konstruktionens bärförmåga. För att undvika kollaps orsakad av vattenlast krävs, utöver ett väl fungerande avvattningsystem, dels att taket utformas med tillräcklig lutning, dels att takkonstruktionen är tillräckligt styv för att motstå alltför stora deformationer.

Till att börja med kan konstateras att ju lägre lutning taket har, desto större risk för kvarstående vatten. Tak med liten lutning är känsliga för initiala deformationer i takbalkarna. För balkar med otillräcklig styvhet bidrar deformationen till följd av egentyngd till uppkomsten av taktytor som är helt plana eller har negativ lutning vilket tillåter vattenansamlingar. För att minimera risken för vattenansamlingar på tak kan ett uttryck härledas som beskriver takkonstruktionens erforderliga styvhet för en given taklutning. Utifrån Figur 5.12 nedan konstateras att vatten kan ansamlas på ett tak om den generella taklutningen är mindre än lutningen  $\theta$  som uppkommer vid balkände till följd av balkens nedböjning (Lawson, 2012).



Figur 5.12. Risk för kvarstående vatten till följd av takkonstruktionens nedböjning.

Vid närmare kontroll av risken för kvarstående vatten betraktas en fritt upplagd balk med längden  $L$  och konstant böjstyvhet  $EI$  längs hela balken. Från klassisk balkteori hämtas följande samband som beskriver kopplingen mellan last  $q(x)$ , tvärkraft  $V(x)$ , böjmoment  $M(x)$ , vinkeländring  $\theta(x)$  samt nedböjning  $v(x)$  (Heyden, Dahlblom, Olsson, & Sandberg, 2008).

$$v(x) \tag{5.69}$$

$$\theta(x) = \frac{dv}{dx} \tag{5.70}$$

$$M(x) = EI \frac{d\theta}{dx} = EI \frac{d^2v}{dx^2} \tag{5.71}$$

$$V(x) = -\frac{dM}{dx} = -\frac{d}{dx} EI \frac{d^2v}{dx^2} = -EI \frac{d^3v}{dx^3} \quad (\text{om } EI \text{ konstant}) \tag{5.72}$$

$$q(x) = -\frac{dV}{dx} = \frac{d^2}{dx^2} EI \frac{d^2v}{dx^2} = EI \frac{d^4v}{dx^4} \quad (\text{om } EI \text{ konstant}) \tag{5.73}$$

Sammantaget kan konstateras att om balkens nedböjningsform är känd kan vinkeländring, böjmoment, tvärkraft och last längs balken bestämmas genom derivering. På motsvarande sätt är det möjligt att utifrån lasten integrera fram tvärkraft, böjmoment, vinkeländring och nedböjning längs balken. För att kunna bestämma de konstanter som uppstår vid integrering krävs emellertid tillräckligt med randvillkor, där exempelvis randvillkoren för en fritt upplagd balk är att såväl nedböjning som böjmoment är noll vid balkändarna.

Genom att integrera sambandet i ekvation (5.71) erhålls följande uttryck:

$$EI \cdot \theta(x) = \int_0^x M(x) dx \quad (5.74)$$

där  $M(x)$  beskriver böjmomentet i balkens längsriktning och  $\theta(x)$  betecknar vinkeländringen.

För en fritt upplagd balk med en jämnt utbredd last  $q$  kan momentet längs balken uttryckas som (Isaksson & Mårtensson, 2011):

$$M(x) = \frac{qL}{2}x - \frac{q}{2}x^2 \quad (5.75)$$

Insättning i ekvation (5.74) ger:

$$EI \cdot \theta(x) = \int_0^x \left( \frac{qL}{2}x - \frac{q}{2}x^2 \right) dx \quad (5.76)$$

Om integrationen utförs erhålls:

$$EI \cdot \theta(x) = \frac{qL}{4}x^2 - \frac{q}{6}x^3 + C \quad (5.77)$$

där konstanten  $C$  kan bestämmas utifrån randvillkoret att vinkeländringen  $\theta$  är noll i balkens mittspann, alltså  $\theta(x) = 0$  då  $x = L/2$  enligt:

$$\theta\left(\frac{L}{2}\right) = 0 \Rightarrow \frac{qL}{4}\left(\frac{L}{2}\right)^2 - \frac{q}{6}\left(\frac{L}{2}\right)^3 + C = 0 \Leftrightarrow \frac{qL^3}{16} - \frac{qL^3}{48} + C = 0 \quad (5.78)$$

vilket medför att konstanten  $C$  slutligen kan bestämmas till:

$$C = -\frac{qL^3}{24} \quad (5.79)$$

Insättning i ekvation (5.77) ger en fullständig ekvation vilken förenklat kan uttryckas som:

$$\theta(x) = \frac{q}{24EI} (6Lx^2 - 4x^3 - L^3) \quad (5.80)$$

Enligt Figur 5.12 är det vid balkens lägre stöd som vatten riskerar att ansamlas. Följaktligen studeras punkten  $x = L$  i vilken balkens lutning är:

$$\theta(L) = \frac{qL^3}{24EI} \quad (5.81)$$

Som tidigare nämnt uppstår risk för kvarstående vatten om takets generella lutning är mindre än lutningen orsakad av balkens vinkeländring vid det lägre stödet. Vid nyproduktion i Sverige

rekommenderas generellt en minsta taklutning på 1:40 för flacka tak (Tätskiktsgarantier, 2016). Uttryckt i radianer motsvaras taklutningen av:

$$\theta = \tan\left(\frac{1}{40}\right) \approx \frac{1}{40} = 0,025 \text{ rad} \quad (\sim 1,4^\circ) \quad (5.82)$$

En lutning på 0,025 radianer utgör således gränsen vid vilken vatten tillåts att ansamlas på det nästintill horisontella taket. Kombinerar ekvation (5.81) och ekvation (5.82) erhålls:

$$\frac{qL^3}{EI} = 0,6 \quad (5.83)$$

För en fritt upplagd balk med jämnt utbredd last uppstår den maximala nedböjningen i balkmitt vid  $x = L/2$  och beräknas enligt (Isaksson & Mårtensson, 2011):

$$v_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (5.84)$$

Den maximalt tillåtna nedböjningen uttrycks ofta i relation till balkens totala längd  $L$ . Enligt Isaksson et al. (2010) accepteras i regel nedböjningar på mellan  $L/250$  och  $L/150$  för takbalkar. Genom att uttrycka nedböjningens gränsvärde som  $L/X$  fås ett mer generellt uttryck som ska vara större än  $v_{max}$  i ekvation (5.84).

$$\frac{5qL^4}{384EI} \leq \frac{L}{X} \quad \text{alt.} \quad \frac{5}{384} \left(\frac{qL^3}{EI}\right) \leq \frac{1}{X} \quad (5.85)$$

Insättning av ekvation (5.83) ger:

$$\frac{5}{384} (0,6) \leq \frac{1}{X} \quad (5.86)$$

vilket slutligen medför att:

$$X \leq 128 \quad (5.87)$$

Följaktligen får nedböjningen för en fritt upplagd balk inte överskrida  $L/128$  (7,8 mm/m) för att säkerställa vattenavrinningen och förhindra kvarstående vatten då taket utformats med den minsta rekommenderade lutningen på 1:40. Om takbalkarnas nedböjning ligger inom de accepterade gränsvärdena  $L/250$  (4,0 mm/m) och  $L/150$  (6,7 mm/m) bör det således inte förekomma några större problem med vattenansamlingar på flacka tak med lutningen 1:40.

Om motsvarande beräkningar däremot utförs med utgångspunkt från en minsta lutning på 1:100 visar det sig att nedböjningen maximalt får vara  $L/320$  (3,1 mm/m) för att undvika kvarstående vatten. För äldre takkonstruktioner med mindre lutning finns således risk för kvarstående vatten även om rekommenderade gränsvärden för maximalt tillåten nedböjning uppfylls. I detta fall är angivna riktvärden helt enkelt inte tillräckliga för att utesluta risken för vattenrelaterade skador på låglutande och flacka tak.



Värt att notera i ovanstående beräkningar är att ingen hänsyn tagits till långtidseffekter såsom krypning i trä och betong. Likaså beaktas inte toleranser gällande naturliga imperfektioner i främst trä, men även stål och betong. Anledningen därtill är att balkar med mindre initiala deformationer kan placeras så att balken böjer uppåt och därmed bidrar till att minska den totala nedböjningen till följd av egentynghet. Följaktligen minskar även risken för kvarstående vatten, varför ingen direkt hänsyn behöver tas till toleranser med avseende på raket eller liknande.

#### 5.4.2 Maximal nedböjning baserad på erforderlig böjstyvhet

Med utgångspunkt från ekvationerna för  $EI$  i avsnitt 5.3.3 kan ett uttryck härledas för att få en uppfattning om vilket nedböjningskrav som bör ställas för att även ta hänsyn till vattenlastens inverkan. I det följande sätts  $EI_x$  och  $EI_w$  lika med varandra varpå följande uttryck erhålls:

$$EI_x \leq EI_w \Rightarrow \frac{5qX}{384}L^3 \leq 1,5 \frac{\gamma_w a}{96}L^4 \quad (5.88)$$

Efter förenkling kan parametern  $X$ , i gränsvärdet  $L/X$ , beräknas i bruksgränstillståndet utifrån kvasi-permanent lastkombination vilket ger:

$$X \leq 1,5 \frac{0,8\gamma_w aL}{q_{d,KP}} \quad (5.89)$$

Därefter kan värdet på  $X$  beräknas för olika snözoner och värden på  $a$  och  $L$ , samt utifrån egentyngheten som kan bestämmas för olika balktvärsnitt av limträ, stål och betong. I appendix B.2 sammanställs samtliga värden på parametern  $X$  i varsin tabell för limträ, stål och betong.

Med utgångspunkt från de tre tabellerna i appendix B.2 presenteras medelvärdet av  $X$  i Tabell 5.1 nedan för varje snözon och för respektive material.

Tabell 5.1. Nedböjningsparametern  $X$ , samt  $L/X$  (mm/m), i bruksgränstillståndet med hänsyn till vattenlast.

Snözon	Limträ (GL32c)	Stål (S355)	Betong (C35)
1,0	317 (3,2)	266 (3,8)	93 (10,7)
1,5	299 (3,3)	253 (4,0)	91 (10,9)
2,0	232 (4,3)	202 (4,9)	83 (12,0)
2,5	213 (4,7)	187 (5,3)	80 (12,5)
3,0	197 (5,1)	175 (5,7)	78 (12,9)
3,5	183 (5,5)	164 (6,1)	75 (13,3)
4,5	161 (6,2)	145 (6,9)	71 (14,2)
5,5	143 (7,0)	130 (7,7)	67 (15,0)

De angivna värdena i tabellen kan jämföras med nuvarande gränsvärden som för takbalkar är  $L/200 - L/150$  (5,0 - 6,7 mm/m) i industrilokaler och  $L/250 - L/200$  (4,0 - 5,0 mm/m) i skolor och butikslokaler (Isaksson et al., 2010). Följaktligen kan konstateras att nuvarande nedböjningskrav i snözon 1,0 och 1,5 för limträ och stål inte räcker för att säkerställa att inga

problem med kvarstående vatten på tak uppkommer. I de högre snözonerna är gällande rekommendationer fullt tillräckliga och tillåter ett större värde på den maximala nedböjningen. Likaså är det utifrån tabellen tydligt att nedböjningen för balkar av betong kan vara relativt stor innan det finns risk för vattenrelaterade problem. Förklaringen till den stora skillnaden mellan balkar av betong jämfört med limträ och stål beror på att egyptyngden är betydligt större för betong, vilket gör att vattenlastens inverkan får lägre betydelse för den totala lasten på den aktuella takbalken.

## 6. JÄMFÖRELSE SNÖLAST OCH VATTENLAST

I det följande jämförs den dimensionerande lasten baserad på snölast med motsvarande last som uppkommer till följd av kvarstående vatten på tak. Inledningsvis görs en enkel jämförelse mellan snölasten och vattenlasten utan hänsyn till takkonstruktionens nedböjning. Därefter utförs mer omfattande beräkningar som beaktar takets nedböjning till följd av såväl permanent last som vattenlasten i sig. Således blir det möjligt att i slutändan avgöra om vattenlasten på tak i samband med kraftiga regn kan bli större än den dimensionerande snölasten.

### 6.1 Dimensionerande snölast

Oavsett om nedböjning beaktas eller ej bestäms snölasten  $s$  (kN/m<sup>2</sup>) på tak med utgångspunkt från Eurokod (SS-EN 1991-1-3) enligt:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (6.1)$$

där  $\mu_i$  är en formfaktor för snölast på tak,  $C_e$  är en exponeringsfaktor beroende på aktuell topografi,  $C_t$  betecknar en termisk koefficient som beror på energiförluster genom taket samt  $s_k$  (kN/m<sup>2</sup>) motsvarar snölastens grundvärde på mark som enligt tidigare illustreras i Figur 2.3. För låglutande tak utan snödrift används formfaktorn 0,8 samtidigt som faktorerna  $C_e$  och  $C_t$  normalt sätts till 1,0.

Utifrån den variabla lasten i form av snö och permanent last från takkonstruktionens egentyngd kan den dimensionerande lasten beräknas i brottgränstillståndet enligt lastkombination 6.10b i Eurokod (SS-EN 1990):

$$q_d = \gamma_d 1,2 g_k + \gamma_d 1,5 q_k \quad (6.2)$$

där den variabla lasten  $q_k$  i fortsättningen enbart utgörs av snölasten  $s$ , samtidigt som  $\gamma_d$  sätts till 1,0 motsvarande säkerhetsklass 3.

För en mer rättvis jämförelse av snölast och vattenlast kan den permanenta lasten ignoreras, varvid enbart en dimensionerande snölast  $q_{d,s}$  (kN/m) kan beräknas enligt:

$$q_{d,s} = \gamma_d 1,5 \mu_i C_e C_t s_k a \quad (6.3)$$

där  $a$  betecknar influensbredden motsvarande centrumavståndet mellan takbalkarna.

## 6.2 Total vattenlast

### 6.2.1 Utan hänsyn till takkonstruktionens nedböjning

Utan hänsyn till takkonstruktionens nedböjning bestäms vattenlasten  $q_w$  (kN/m<sup>2</sup>) utifrån nivån kvarstående vatten på taket enligt:

$$q_w = \gamma_w h_w \quad (6.4)$$

där  $\gamma_w$  (kN/m<sup>3</sup>) betecknar vattnets tunghet och  $h_w$  (m) motsvarar den aktuella vattennivån.

I samband med kraftiga regn och igensatta avlopp utgörs den totala faktiska lasten på taket av lasten från regnvattnet samt takkonstruktionens egentyngd. Genom att jämföra den totala faktiska lasten på taket med lasten i brottgränstillståndet som takkonstruktionen dimensionerats för kan en maximalt tillåten vattennivå utan hänsyn till takets nedböjning beräknas enligt:

$$g_k + \gamma_w h_w \leq 1,2g_k + 1,5q_k \quad \Rightarrow \quad h_w \leq \frac{0,2g_k + 1,5q_k}{\gamma_w} \quad (6.5)$$

Vid jämförelse av enbart den dimensionerande snölasten och den totala vattenlasten bortses från permanent last varvid ekvation (6.5) förenklas till:

$$\gamma_w h_w \leq 1,5q_k \quad \Rightarrow \quad h_w \leq \frac{1,5q_k}{\gamma_w} \quad (6.6)$$

För att undersöka det värsta fallet beräknas snölasten för den lägsta snözonen där  $s_k$  anges till 1,0 kN/m<sup>2</sup>. Utifrån en grovt uppskattad egentyngd för hela takkonstruktionen på 1,0 kN/m<sup>2</sup> och vattnets tunghet på 10 kN/m<sup>3</sup> får det enligt ekvation (6.5) och ekvation (6.6) som mest förekomma 140 mm respektive 120 mm kvarstående vatten på taket.

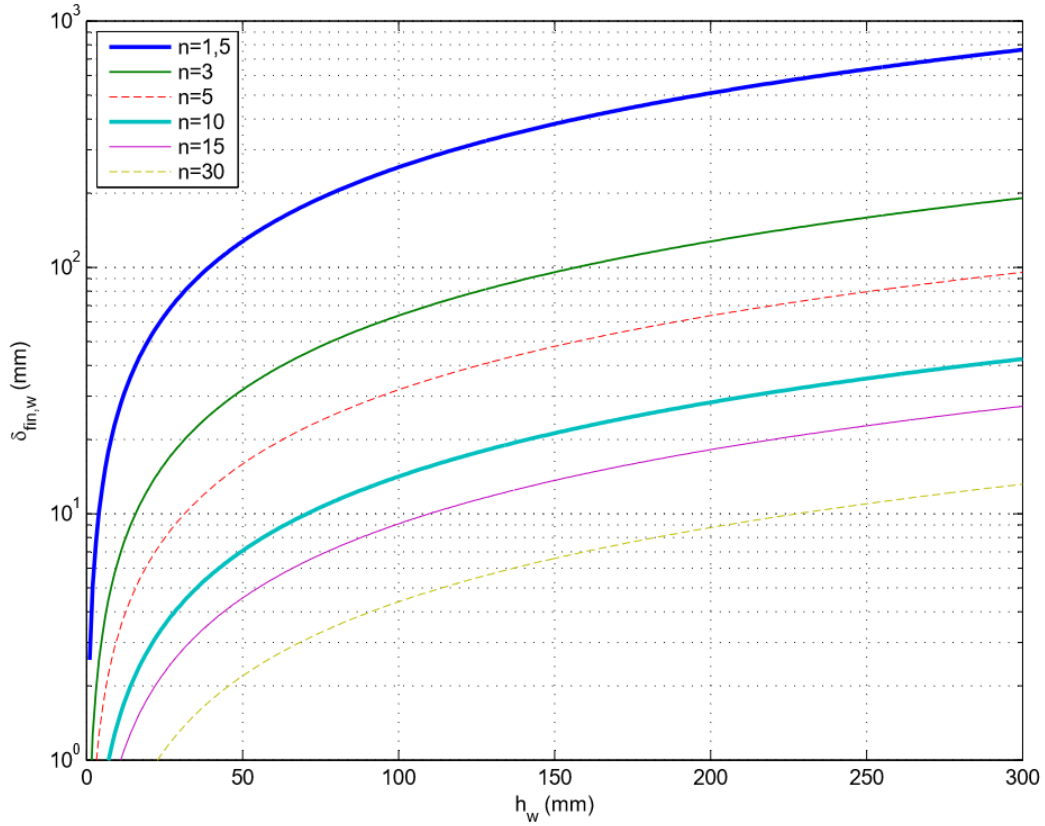
### 6.2.2 Med hänsyn till takkonstruktionens nedböjning

Takkonstruktionens nedböjning medför risk för större vattenansamlingar i takets lågpunkter. Som beskrivits tidigare är det möjligt att beräkna takkonstruktionens slutliga nedböjning till följd av vattenlast utifrån uttrycket i ekvation (5.14) som härletts av van Herwijnen et al. (2006). Sambandet för den slutliga nedböjningen återges på nytt i ekvation (6.7) nedan där  $\hat{\delta}_{end}$  och  $\hat{a}_{hw}$  i ekvation (5.14) ersatts av  $\hat{\delta}_{fin,w}$  respektive  $\hat{h}_w$ .

$$\hat{\delta}_{fin,w} = \frac{\hat{h}_w}{n - 1} \quad (6.7)$$

Observera att ovanstående samband enbart gäller för  $n > 1$  eftersom  $n < 1$  resulterar i negativa värden på nedböjningen och  $n = 1$  medför division med noll.

Med kännedom om böjstyvhetsförhållandet  $n$  kan takets slutliga nedböjning  $\hat{\delta}_{fin,w}$  orsakad av vattenlast bestämmas utifrån olika nivåer av kvarstående vatten, se Figur 6.1.



Figur 6.1. Slutlig nedböjning till följd av vattenlast,  $\delta_{fin,w}$ , som funktion av nivån kvarstående vatten,  $h_w$ , för olika värden på böjstyvhetsförhållandet  $n$ .

Förutom den slutliga nedböjningen från vattenlast kan även nedböjning till följd av permanent last,  $\hat{\delta}_{fin,G}$ , leda till uppkomsten av vattenansamlingar. Takkonstruktionens nedböjning orsakad av permanent last har behandlats tidigare och framgår av ekvation (5.44). Under förutsättning att den kvasi-permanenta nedböjningen begränsas av ett rekommenderat gränsvärde  $L/X$  kan den totala nedböjningen från både vattenlast och permanent last beräknas enligt:

$$\hat{\delta}_{tot,w} = \hat{\delta}_{fin,G} + \hat{\delta}_{fin,w} = \frac{L}{X} + \frac{\hat{h}_w}{n-1} \quad (6.8)$$

Uttrycket i ekvation (6.8) för den slutliga nedböjningen följer en sinuskurva och anger den maximala nedböjningen i fältmitt. Utifrån den totala nedböjningen kan motsvarande totala vattenlast beräknas enligt:

$$\hat{q}_{tot,w} = \gamma_w a \hat{\delta}_{tot,w} = \gamma_w a \left( \frac{L}{X} + \frac{\hat{h}_w}{n-1} \right) \quad (6.9)$$

Den sinusformade totala vattenlasten kan approximeras med en jämnt utbredd last genom att multiplicera med  $\frac{\pi}{4} \approx 0,8$ . Omskrivning av ekvation (5.5) ger att  $h_w = \frac{\pi}{4} \hat{h}_w$  vilket resulterar i:

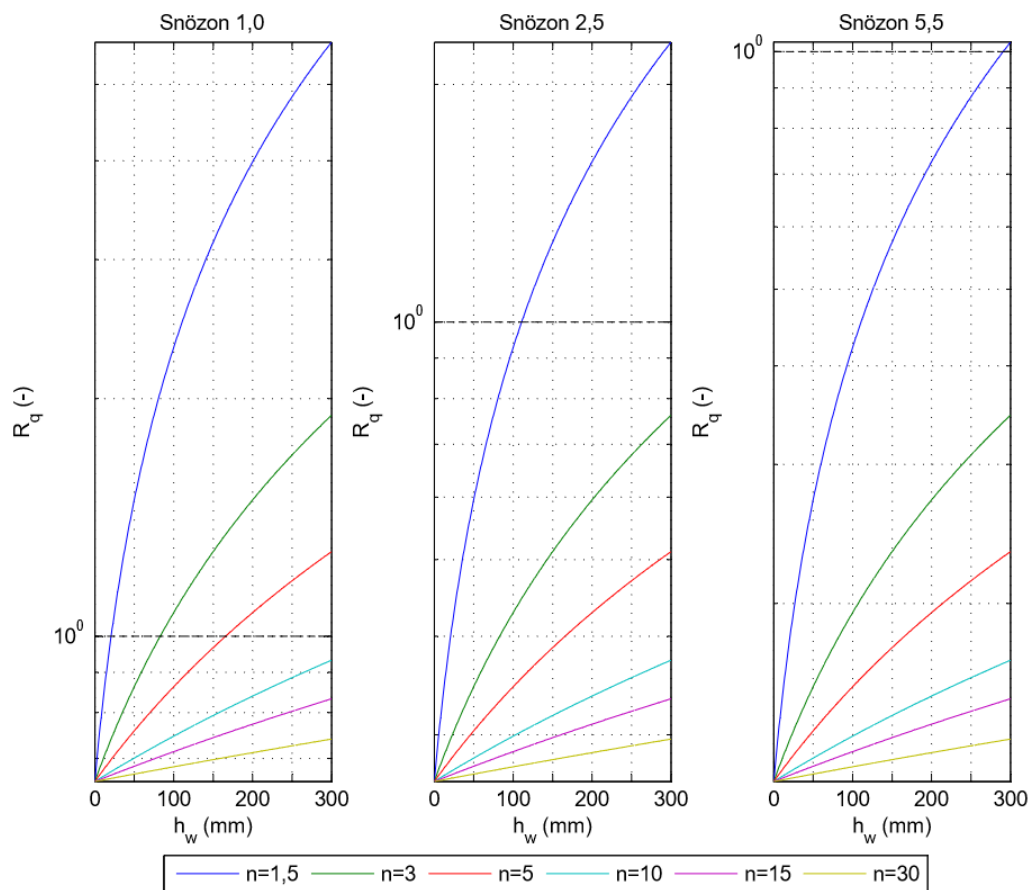
$$q_{tot,w} = \frac{\pi}{4} \gamma_w a \hat{\delta}_{tot,w} = \gamma_w a \left( \frac{\pi L}{4X} + \frac{h_w}{n-1} \right) \quad (6.10)$$

Följaktligen är det möjligt att beräkna den totala vattenlasten på ett tak enbart utifrån nivån kvarstående vatten  $h_w$  och kännedom om parametrarna  $a$ ,  $L$ ,  $X$  och  $n$ .

Den totala vattenlasten jämförs i sin tur med den dimensionerande snölasten beräknad enligt ekvation (6.3). För att på ett enkelt sätt avgöra om den totala vattenlasten kan bli större än den dimensionerande snölasten införs beteckningen  $R_q$  definierad som:

$$R_q = \frac{q_{tot,w}}{q_{d,s}} = \frac{\gamma_w}{\gamma_d 1,5 \mu_i C_e C_t S_k} \left( \frac{\pi L}{4X} + \frac{h_w}{n-1} \right) \quad (6.11)$$

där  $R_q \leq 1,0$  anger vattenlastens storlek i förhållande till snölasten och  $R_q > 1,0$  innebär att den totala vattenlasten är större än den dimensionerande snölasten. I Figur 6.2 nedan illustreras förhållandet  $R_q$  för tre olika snözoner där  $L/X$  begränsats till 100 mm, vilket motsvarar det lägsta kravet på  $L/150$  för en takbalk med längden 15 meter.



Figur 6.2. Förhållandet  $R_q$  mellan total vattenlast och dimensionerande snölast, där värden över 1,0 ( $10^0$ ) innebär att vattenlasten är större än motsvarande snölast.

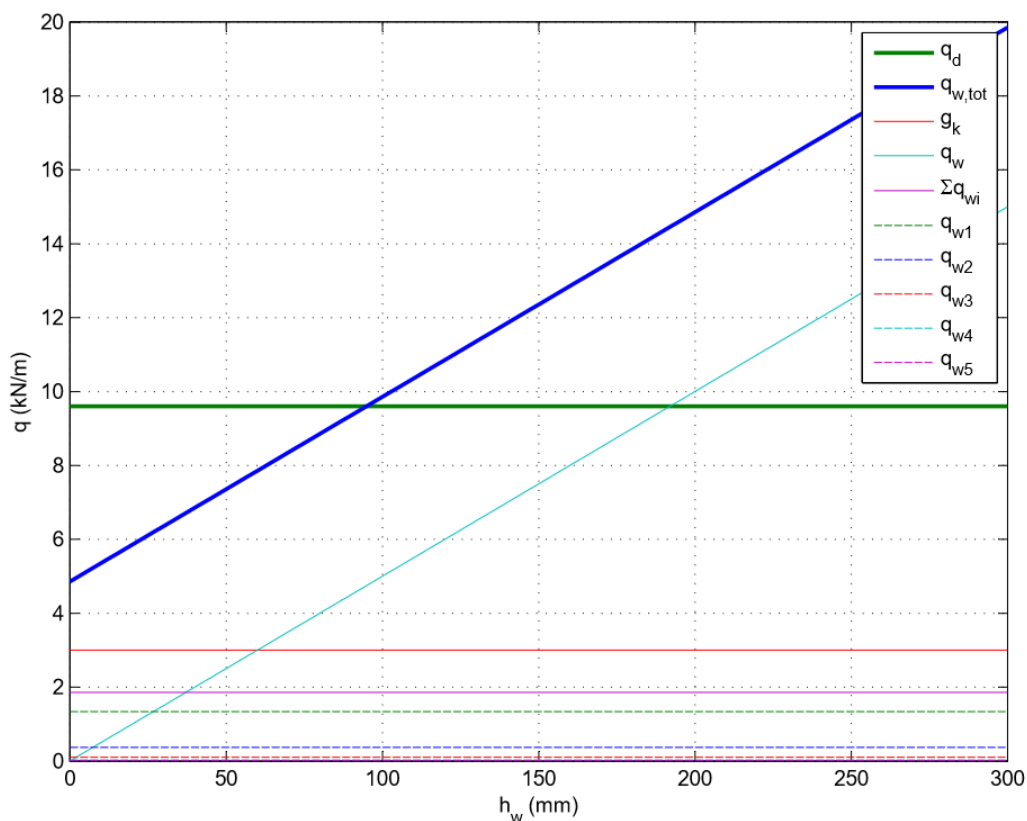
Av figuren framgår att vattenlasten kan bli större än motsvarande snölast för låga snözoner och ett lågt värde på böjstyhetsförhållandet  $n$ . Om nivån kvarstående vatten begränsas till bräddavloppets höjd på 50 mm kan det konstateras att den totala vattenlasten endast är dimensionerande i den lägsta snözonen och för böjstyhetsförhållandet 1,5. I appendix B.3 återfinns en mer utförlig tabell där  $R_q$  anges för varierande vattennivå och olika värden på  $L/X$ .

### Beräkningsexempel

För att jämföra den dimensionerande lasten som en takkonstruktion utsätts för vid snölast respektive vattenlast studeras samma limträbalk som tidigare med förutsättningar enligt beräkningsexemplet under avsnitt 5.3.3. Den totala lasten på limträbalken efter ett kraftigt regn kan beräknas som summan av takkonstruktionens egentyngd, ursprunglig vattennivå utan hänsyn till nedböjning samt tillrinnande vattenlast orsakad av tillkommande nedböjning enligt:

$$q_{w,tot} = g_k + q_w + \sum_{i=1}^n q_{wi} \quad (6.12)$$

Den dimensionerande lasten i brottgränstillståndet och den totala lasten från permanent last och vattenlast åskådliggörs i Figur 6.3 nedan.



Figur 6.3. Jämförelse mellan den dimensionerande lasten  $q_d$  till följd av egentyngd och snö, och den totala lasten  $q_{w,tot}$  orsakad av egentyngd, kvarstående vatten (inkl. tillkommande vattenlast från nedböjning).

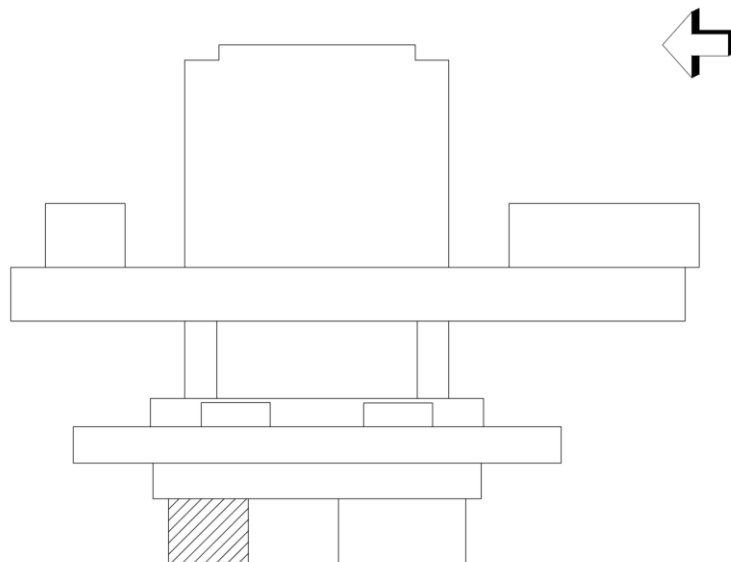
Av figuren framgår att lasten på taket efter ett häftigt skyfall kan bli lika stor som den dimensionerande lasten om det uppkommer 95 mm kvarstående vatten på taket. Vidare kan konstateras att en högre snözon innebär att det krävs en högre nivå kvarstående vatten för att vattenlasten ska bli dimensionerande. Likaså är det tydligt att tyngre takkonstruktioner med mer permanent last gör att det krävs ännu större vattenansamlingar. För exempelvis en motsvarande balk av betong är egentyngheten avsevärt större vilket medför att risken för problem till följd av kvarstående vatten är betydligt mindre.





## 7. FALLSTUDIE

För att kunna applicera beräkningsmodellerna på en verklig byggnad utförs en fallstudie. I det aktuella fallet studeras V-huset vid Lunds Tekniska Högskola (LTH) med avseende på risken för kvarstående vatten. Mer exakt undersöks V-husets norra hörsal som sticker ut från huvudbyggnaden, se Figur 7.1, och där takkonstruktionen utformats med ett flackt tak med en ungefärlig lutning på 1:100. Fallstudien utförs med utgångspunkt från äldre konstruktionsritningar vilka tillhandahåller erforderliga uppgifter för att beräkna takets nedböjning och därefter kunna dra slutsatser om eventuella vattenrelaterade problem.

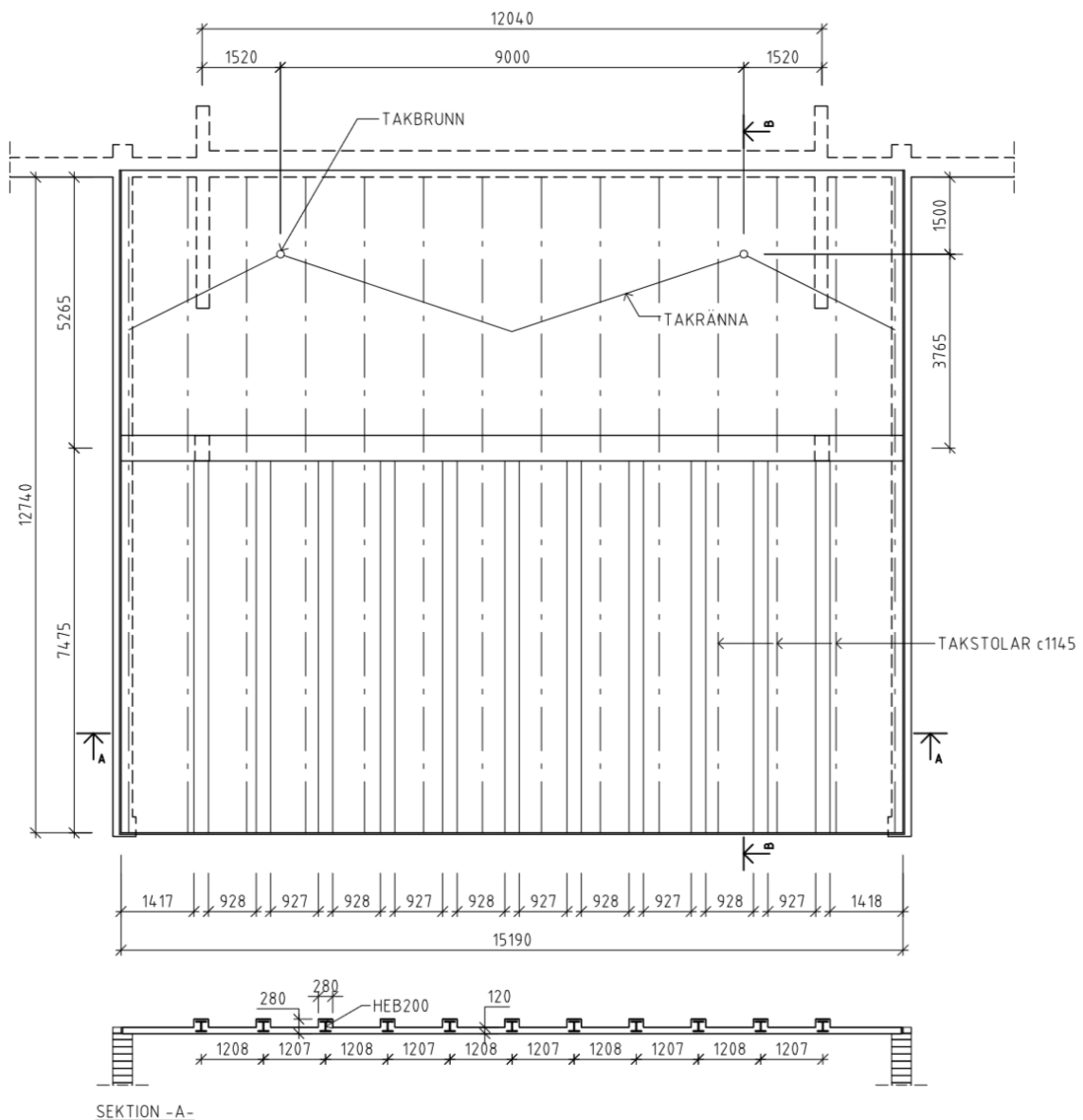


Figur 7.1. Översikt över V-huset där den norra hörsalen markerats.

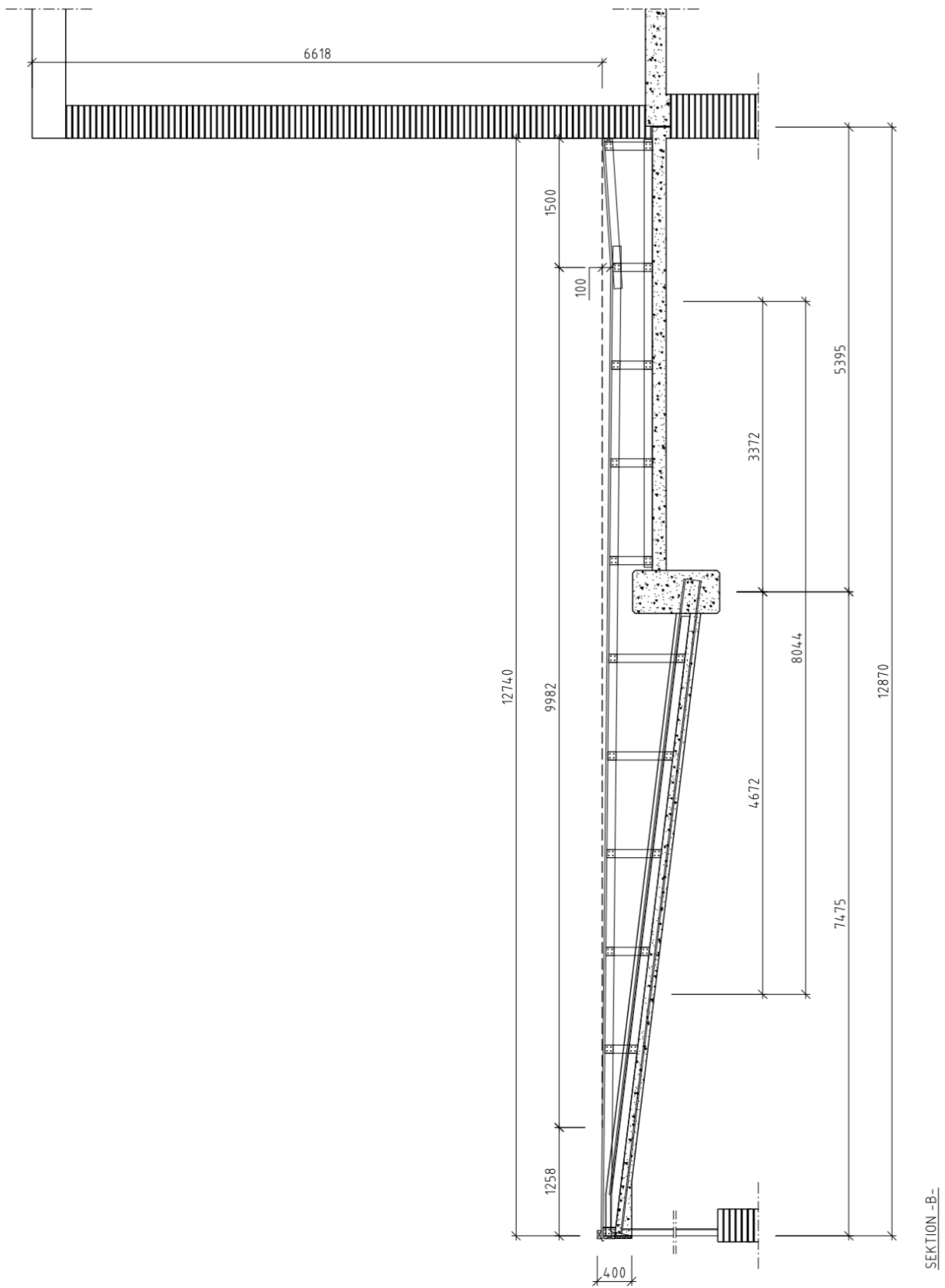
Takkonstruktionen över den norra hörsalen utgörs av en huvudbalk av betong som är ingjuten till en betongplatta på respektive sida. På sidan närmast huvudbyggnaden är betongplattan horisontell och har en tjocklek på 160 mm, medan den andra sidan består av en betongplatta med lutningen 1:8 och en tjocklek på 120 mm. I den lutande betongplattan förekommer även ingjutna stålbalkar av typ HEB200, varvid betongplattan lokalt över balkarna har tjockleken 280 mm, se Figur 7.2 och Figur 7.3.

Ovanpå bärverket av betong återfinns takstolar i trä som är anslutna till betongen genom ingjutna infästningar. Trätakstolarna är placerade på centrumavståndet 1145 mm och bygger upp till den nästintill helt horisontella takytan med lutningsförhållandet 1:100. Vidare är taket utformat med en ränna där såväl höjdläget som avståndet från huvudbyggnadens vägg varierar. I takrännan förekommer ett takavlopp i respektive lågpunkt 100 mm under horisontalplanet (streckad linje i Figur 7.3) samt 1500 mm från den anslutande huvudbyggnadens tegelfasad.

Till följd av den relativt komplexa takkonstruktionen görs flertalet förenklingar för att framför allt kunna undersöka takets nedböjning och risken för kvarstående vatten. I första hand antas att takets nedböjning till största del beror på den primära betongbalkens nedböjning orsakad av permanent last samt variabel last i form av snölast. Av denna anledning bortses ifrån lokala nedböjningar på de två intilliggande betongplattorna samt nedböjning mellan trätakstolarnas mellanliggande stöd. Nedböjningen till följd av yttre last ger i sin tur upphov till en vertikal förskjutning av huvudbalken i fältmitt. Eftersom takets övriga element på olika sätt är anslutna till betongbalken förutsätts att takkonstruktionen dras med när den primära balken deformerar.



Figur 7.2. Takplan.



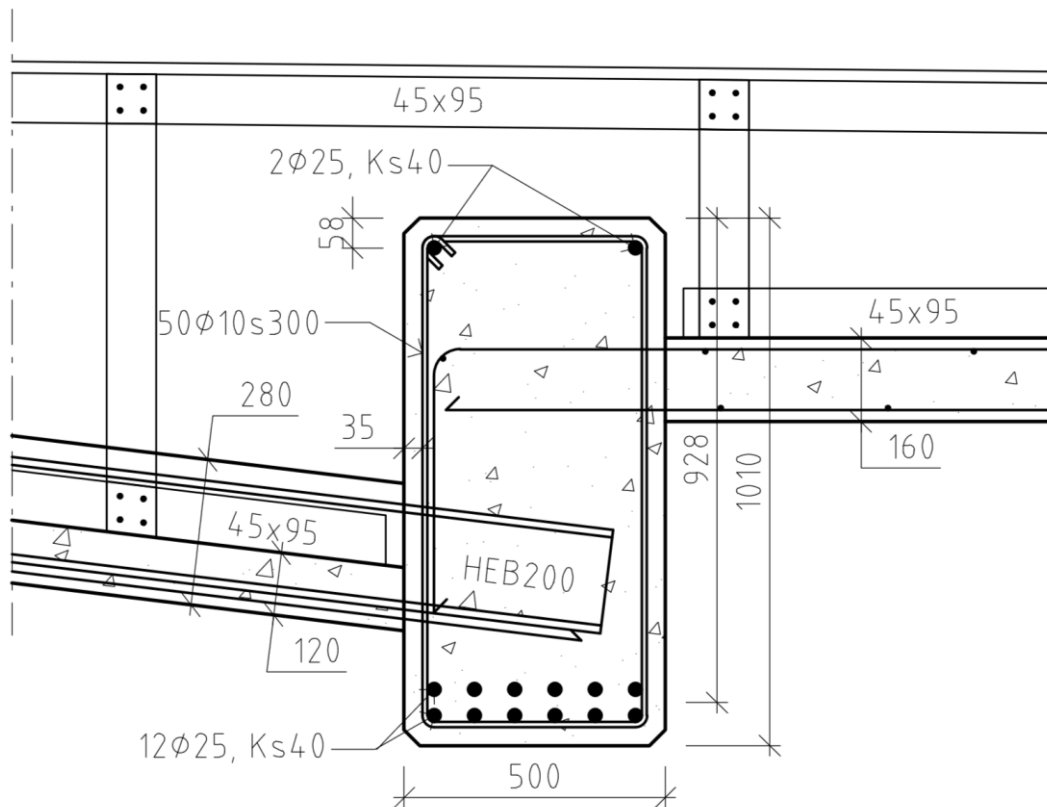
Figur 7.3. Sektion B i snittet där takbrunnen är placerad i lågpunkten.

## 7.1 Primärbalk av betong

Vid beräkning av den primära betongbalkens nedböjning utnyttjas äldre konstruktionsritningar över V-huset för att ta fram erforderliga måttangivelser samt dimensioner och materialdata för ingående konstruktionselement. I Tabell 7.1 nedan sammanställs erforderliga uppgifter som används i kommande beräkningar. Flera av uppgifterna i tabellen framgår även av den detaljerade tvärsnittet genom den primära betongbalken i Figur 7.4.

Tabell 7.1. Uppgifter för den primära betongbalken.

Geometri		Betong		Armering	
Balklängd, $L$	12040 mm	Betongkvalitet	C30	Längsarmering ( $Ks40$ )	$12\phi 25$ (uk); $2\phi 25$ (ök)
Influensavstånd, $a$	8044 mm	Draghållfasthet, $f_{ctm}$	2,2 MPa	Byglar ( $Ks40$ )	$50\phi 10$ s300
Tvärsnittsbredd, $b$	500 mm	Elasticitetsmodul, $E_{cm}$	33 GPa	Elasticitetsmodul, $E_s$	200 GPa
Tvärsnittshöjd, $h$	1010 mm	Tunghet, $\gamma_c$	24 kN/m <sup>3</sup>	Täckskikt, $c_{nom}$	35 mm
Effektiv höjd, $d$	928 mm				



Figur 7.4. Detaljerad tvärsnittet genom den primära betongbalken.

### 7.1.1 Last

Den aktuella takkonstruktionen förutsätts belastas av dels permanent last från egentyngd, dels variabel last i form av enbart snölast. I detta fall bortses från vindlast, vilket är ett antagande som ger värsta fallet eftersom vinden i regel ger upphov till ett sug på taket som reducerar den totala dimensionerande lasten.

Vid beräkning av hur stor last som huvudbalken utsätts för antas att de ingjutna betongplattorna är fast inspända till den primära betongbalken, se Figur 7.4. Den fasta inspänningen medför att merparten av lasten från de anslutande betongplattorna tas upp av huvudbalken. Följaktligen förutsätts att 5/8 av lasten på vardera sidan förs till den primära betongbalken, medan resterande 3/8 av lasten leds till de yttre upplagen vid den intilliggande huvudbyggnaden respektive hörsalens bakre yttervägg. Influensavståndet beräknas därmed som 5/8 av längden på varje sida om betongbalken och blir 8044 mm vilket framgår av Tabell 7.1 och även kan ses i Figur 7.3.

Den totala last som den primära betongbalken utsätts för utgörs huvudsakligen av permanent last, vilket förklaras av att takkonstruktionens bärande system till största del består av betong. För att bestämma den permanenta lastens storlek summeras därmed egentyngden för takets olika ingående konstruktionselement. För element bestående av armerad betong används tungheten  $24 \text{ kN/m}^3$ , vilken tillsammans med balkens tvärsnittsdimensioner ger egentyngden för huvudbalken. När det gäller de anslutande betongplattorna på respektive sida om balken beräknas egentyngden för 5/8 av varje platta, där den horisontella betongplattan har tjockleken 160 mm och den lutande betongplattan har en minsta tjocklek på 120 mm. Vid beräkning av egentyngden för den lutande betongplattan beräknas tvärsnittsarean för betongen exklusive de ingjutna stålbalkarna av typ HEB200. Egentyngden för de totalt elva stålbalkarna beräknas istället för sig utifrån en linjelast på  $61,3 \text{ kg/m}$  per balk enligt balktabell i *Byggkonstruktion - Regel- och formelsamling* (Isaksson & Mårtensson, 2011). De olika egentyngderna redovisas i Tabell 7.2 som jämnt utbredda laster i primärbalkens längsriktning. Vidare antas att den ovanliggande träkonstruktionen och taktäckningen tillsammans har en egentyngd på omkring  $0,85 \text{ kN/m}^2$ . Av Tabell 7.2 framgår även den karakteristiska snölasten på taket som beräknats utifrån formfaktorn 0,8 för låglutande tak och snözon 1,5 i Lund.

Tabell 7.2. Sammanställning av permanenta laster och variabel last från snölast.

Permanent last		Variabel last	
Primärbalk, $g_P$	12,120 kN/m	Snölast, $q_{snö}$	9,653 kN/m
Lutande betongplatta, $g_L$	19,591 kN/m		
Horisontell betongplatta, $g_H$	11,988 kN/m		
Stålbalkar, $g_S$	2,617 kN/m		
Trä (inkl. taktäckning), $g_{tak}$	0,850 kN/m <sup>2</sup>		
<b>Total permanent last, <math>g_K</math></b>	<b>53,153 kN/m</b>	<b>Total variabel last, <math>q_K</math></b>	<b>9,653 kN/m</b>

Därefter kan den dimensionerande lasten beräknas dels i brottgränstillståndet (ULS), dels i bruksgränstillståndet (SLS) för den kvasi-permanent lastkombinationen som tar hänsyn till långtidseffekter såsom krypning i trä och betong. Utifrån den dimensionerande lasten i brottgränstillståndet beräknas sedan det dimensionerande böjmomentet då huvudbalken något förenklat betraktas som en fritt upplagd balk med längden 12,040 meter.

Vid beräkning av nedböjningen för betongbalkar tas hänsyn till om balken är sprucken eller inte. För att avgöra om betongbalken är sprucken jämförs det dimensionerande böjmomentet med balkens sprickmoment beräknat utifrån betongens draghållfasthet. Beräkningarna utförs

med utgångspunkt från anvisningar i Isaksson & Mårtensson (2011) och redovisas här enbart i form av de slutliga dimensionerande värdena Tabell 7.3. Eftersom sprickmomentet är mindre än det dimensionerande böjmomentet kan det konstateras att betongbalken är sprucken.

Tabell 7.3. Dimensionerande last och böjmoment i brott- och bruksgränstillståndet samt aktuellt sprickmoment.

Dimensionerande last		Dimensionerande böjmoment	
Brottgränstillståndet, $q_d$	78,263 kN/m	Böjmoment, $M_{Ed}$	1 418,1 kNm
Bruksgränstillståndet, $q_{d,KP}$	54,118 kN/m	Sprickmoment, $M_{cr}$	187,0 kNm

### 7.1.2 Böjstyvhet

Nedböjningen för en betongbalk baseras på en böjstyvhet i osprucket stadium,  $(EI)_I$ , och en böjstyvhet i sprucket stadium,  $(EI)_{II}$ . I osprucket stadium (I) beräknas böjstyvheten utifrån en effektiv elasticitetsmodul  $E_{c,ef}$  som tar hänsyn till betongens krypning. Således bestäms först betongens kryptal utifrån betongens hållfasthetsklass, betongens ålder  $t_0$  vid pålastning i dygn samt betongtvärsnittets fiktiva tjocklek  $h_0$  som beror på tvärsnittsarean  $A_c$  och omkretsen  $u$  för den del som är exponerad för uttorkning. På ritningarna över V-huset saknas dock uppgifter om vilken betongkvalitet som använts. Av denna anledning antas betongen vara av kvalitet C30 som har en genomsnittlig elasticitetsmodul,  $E_{cm}$ , på 33 GPa. Därefter beräknas den effektiva elasticitetsmodulen enligt:

$$E_{c,ef} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = 10,0 \text{ GPa} \quad (7.1)$$

där kryptalet  $\varphi(\infty, t_0)$  avlästs till 2,3 för inomhusförhållanden (RH 50 %) från Figur 3.1 i Isaksson & Mårtensson (2011) med utgångspunkt från åldern 28 dygn, den fiktiva tjockleken 369 mm, betongkvaliteten C30 samt cement med normal hållfasthetstillväxt (N). Böjstyvheten för betongbalken i osprucket stadium blir därmed:

$$(EI)_I = E_{c,ef} \frac{bh^3}{12} = 429,3 \text{ MNm}^2 \quad (7.2)$$

I sprucket stadium (II) beräknas böjstyvheten för en enkelarmerad balk utifrån förhållandet  $\alpha_e$  och den geometriska armeringsandelen  $\rho$  som gör det möjligt att bestämma faktorn  $\xi$  enligt:

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,ef}} = 20,0 \\ \rho = \frac{A_s}{bd} = 0,013 \end{array} \right\} \Rightarrow \xi = \alpha_e \rho \left( \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e \rho}} - 1 \right) = 0,503 \quad (7.3)$$

där  $b$ ,  $d$ ,  $E_s$  och  $A_s$  hämtas från Tabell 7.1 samtidigt som  $E_{c,ef}$  framgår av ekvation (7.1).

Därefter kan böjstyvheten i sprucket stadium beräknas till:

$$(EI)_{II} = 0,5bd^3\xi^2E_{c,ef}\left(1 - \frac{\xi}{3}\right) = 419,6 \text{ MNm}^2 \quad (7.4)$$

Observera att primärbalken i detta fall betraktats som en enkelarmerad balk där tryckarmeringen försumrats. Trots att betongbalken har två armeringsjärn i överkant är i regel böjstyvheten beräknad enligt ekvation (7.4) en god uppskattning (Isaksson et al., 2010).

Med utgångspunkt från den beräknade böjstyvheten i sprucket stadium kan även den kritiska böjstyvheten  $EI_{cr}$  för den aktuella betongbalken beräknas som:

$$EI_{cr} = \frac{\gamma_w a L^4}{\pi^4} = 17,4 \text{ MNm}^2 \quad (7.5)$$

Böjstyvhetsförhållandet  $n$  blir därmed:

$$n = \frac{EI}{EI_{cr}} = 24,2 \quad (7.6)$$

### 7.1.3 Nedböjning

Primärbalkens totala nedböjning bestäms med hänsyn till nedböjningen i både osprucket och sprucket stadium. Som tidigare nämnt betraktas huvudbalken som en fritt upplagd balk med längden 12,040 meter där nedböjningen i respektive fall beräknas utifrån den dimensionerande kvasi-permanenta lasten i bruksgränstillståndet enligt:

$$v_I = \frac{5q_{d,QP}L^4}{384(EI)_I} = 0,034 \text{ m} \quad (7.7)$$

$$v_{II} = \frac{5q_{d,QP}L^4}{384(EI)_{II}} = 0,035 \text{ m} \quad (7.8)$$

I nästa steg används sprickmomentet  $M_{cr}$  och det dimensionerande momentet  $M_{Ed}$  för att bestämma fördelningskoefficienten  $\zeta$  enligt nedan där  $\beta$  sätts till 0,5 för långtidslast.

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}}\right)^2 = 0,991 \quad (7.9)$$

Därefter kan den totala nedböjningen för betongbalken beräknas till:

$$v_{tot} = \zeta v_{II} + (1 - \zeta)v_I = 0,035 \text{ m} \quad (7.10)$$

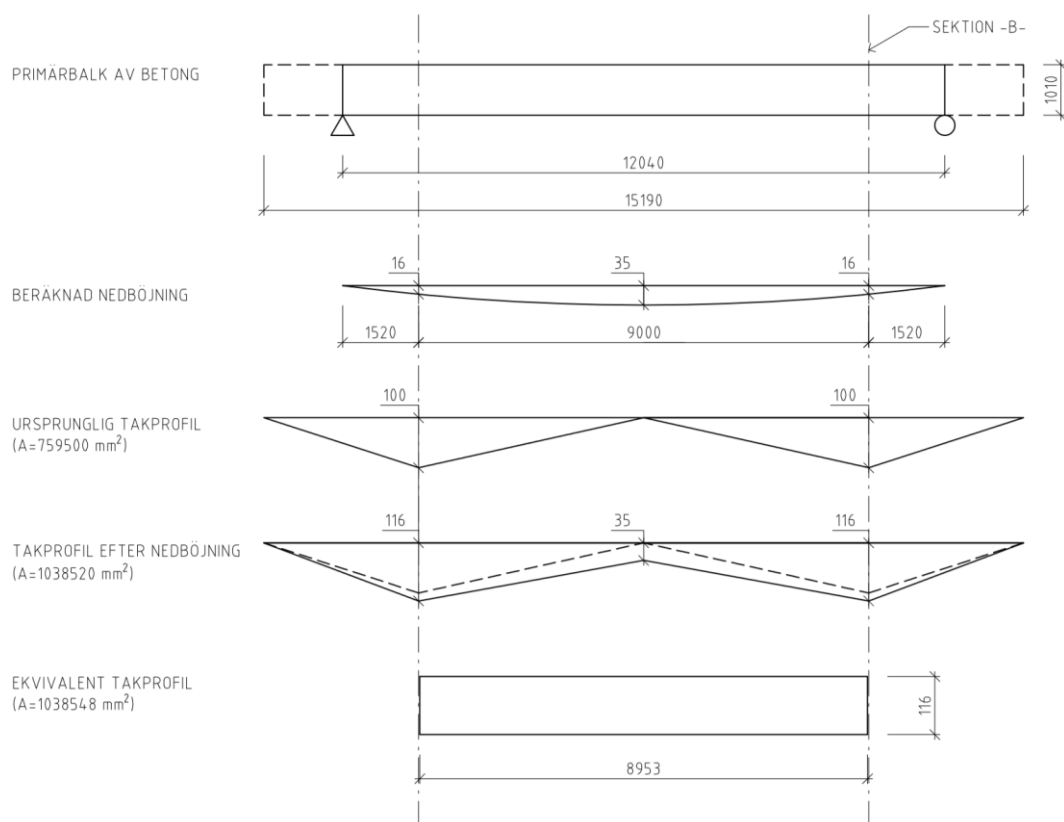
Följaktligen böjer primärbalken ned maximalt 35 mm i balkmitt, där det är tydligt att den totala nedböjningen i princip enbart beror på nedböjningen i sprucket stadium. Vid en jämförelse med kraven på nedböjning för takbalkar i skolor på  $\frac{L}{250} - \frac{L}{200}$  kan det konstateras att huvudbalken uppfyller kraven med avseende på deformationer i bruksgränstillståndet (Isaksson et al., 2010).

## 7.2 Total vattenlast på takkonstruktionen

Mot bakgrund av att taket över V-husets norra hörsal ansluter till huvudbyggnadens högre yttervägg bör inverkan av slagregn beaktas då mängden vatten på taket bestäms. I det följande undersöks hur stor vattenlast som takkonstruktionen utsätts för i samband med ett kraftigt skyfall med nederbördsmängder på minst 40 mm/dygn. Under förutsättning att regnets fallhastighet  $u_0$  är 5 m/s och vindhastigheten  $u$  maximalt uppgår till 10 m/s kan mängden slagregn bestämmas till  $80 \text{ kg/m}^2$  utifrån ekvation (4.1).

Därefter kan den totala mängden slagregn bestämmas enligt ekvation (4.3) utifrån den angränsande fasadens höjd på 6,618 meter, se Figur 7.3. Den totala slagregnmängden blir därmed 529 kg (529 liter) per meter i huvudbalkens längsriktning. Motsvarande vattenmängd från vanlig nederbörd beräknas utifrån takets bredd på 12,740 meter, vilket resulterar i 510 kg (510 liter) per meter längs betongbalken. Följaktligen uppgår den totala vattenmängden från slagregn och nederbörd på mark till 1039 liter per meter. Den totala vattenmängden kan fördelas över tvärsnittet i Figur 7.3 som visar takets lägsta punkt där en takbrunn är placerad.

Enligt tidigare uppgår huvudbalkens maximala nedböjning i fältmitt till 35 mm. Den primära betongbalkens mitt sammanfaller dock inte med takbrunnens placering, vilket kan ses på takplanen i Figur 7.2. Huvudbalkens nedböjning i sektion B framgår av Figur 7.5 nedan och uppgår till 16 mm. Värt att notera är att figuren är uppförstorad 10x i vertikalled för att lättare kunna se formen på balkens nedböjning samt takets profil i höjddled.



Figur 7.5. Beräknad nedböjning och takets profil i höjddled. Observera att figuren är uppförstorad 10x i vertikalled för att kunna urskilja formen på balkens nedböjning och takets profil i höjddled.



Som ett resultat av huvudbalkens förskjutning på 16 mm nedåt i sektion B försänks även resterande delar av taket. För att undersöka hur takkonstruktionen deformeras används ritningen över sektion B i Figur 7.3. Genom att rotera takkonstruktionen på respektive sida om huvudbalken så att förskjutningen i balkens mittpunkt blir 35 mm erhålls en approximativ figur över tvärsektionens deformation. Därefter kan takbrunnens vertikala förskjutning till följd av huvudbalkens nedböjning uppmätas till 3,0 mm. Genom att fördela vattenmängden 1039 liter över sektion B konstateras att det vid igensatt avlopp kan förekomma kvarstående vatten upp till nivån 29 mm på den angränsande fasaden (29 mm ovanför den streckade linjen i Figur 7.3). Vid denna vattennivå är den vattenfyllda arean  $A_w$  i Figur 7.3 ungefär 1039000 mm<sup>2</sup>, vilket motsvarar 1,039 m<sup>2</sup> som i sin tur är ekvivalent med vattenmängden 1039 liter per meter i huvudbalkens längsriktning.

För att räkna ut den totala mängden vatten på taket utnyttjas takets höjdprofil som framgår av Figur 7.5. I denna figur visas takets falluppyggnad i längsled där lågpunkterna är placerade 100 mm lägre än den högsta punkten i mitten. Eftersom primärbalken deformeras 35 mm i mitten och 16 mm vid takbrunnarna erhålls en deformerad takprofil som också visas i Figur 7.5. Vid beräkning av den totala vattenmängden ska den vattenfyllda arean i tvärsektion B integreras över den längsgående takprofilen. Som förenkling görs den deformerade takprofilens tvärsnitt om till ett ekvivalent rektangulärt tvärsnitt med samma area och höjden 116 mm, se Figur 7.5.

Följaktligen kan den totala vattenmängden beräknas genom att multiplicera den vattenfyllda arean  $A_w$ , motsvarande vattenmängden 1039 liter per meter i primärbalkens längsriktning, med den ekvivalenta längden  $L_{ekv}$  på 8,953 m från Figur 7.5. Därmed konstateras att det totalt förekommer 9302 liter vatten på taket, vilket ger upphov till en last på 93,0 kN. Den totala lasten kan göras om till en jämnt utbredd last per kvadratmeter takyta genom att dividera med takets totala area. Utifrån takets bredd på 12,740 m och längden 15,190 m beräknas lasten till 0,48 kN/m<sup>2</sup>, alternativt 48 liter/m<sup>2</sup>, vilket motsvarar en vattennivå på 48 mm.

Med utgångspunkt från en jämnt utbredd vattenlast motsvarande vattennivån 48 mm kan betongbalkens slutliga nedböjning orsakad av vattenlast beräknas enligt:

$$\delta_{end} = \frac{4h_w}{\pi(n-1)} = 0,003 \text{ m} = 3 \text{ mm} \quad (7.11)$$

Slutligen kan även förhållandet  $R_q$  mellan vattenlast och snölast bestämmas enligt ekvation (6.11). I det aktuella fallet begränsas nedböjningen från permanent last till 35 mm ( $L/344$ ), vilket resulterar i:

$$R_q = \frac{\gamma_w}{\gamma_d 1,5\mu_i C_e C_t S_k} \left( \frac{\pi L}{4X} + \frac{h_w}{n-1} \right) = 0,16 \quad (7.12)$$

Därmed ger en vattennivå på 48 mm på taket över V-husets norra hörsal enbart upphov till en vattenlast som utgör 16 % av den dimensionerande snölasten. Av denna anledning är den dimensionerande lasten baserad på snölast fullt tillräcklig för att ta hänsyn till eventuell vattenlast från kvarstående vatten på takkonstruktionen.



## 8. DISKUSSION OCH SLUTSATSER

### 8.1 Diskussion

Inledningsvis kan konstateras att kollaps till följd av kvarstående vatten på låglutande tak enbart inträffar om takets avvattningsystem är helt eller delvis igensatt i samband med kraftiga regn. Vid extrema regn med regnmängder på upp emot 50 mm/h och igensatta takavlopp kan det uppkomma betydande vattenansamlingar som ökar belastningen på taket och leder till större deformationer. Mot bakgrund av det kraftiga skyfallet över Malmö hösten 2014 är det tydligt att det vid enstaka tillfällen kan falla över 100 mm regn på kort tid. Som tidigare nämnt hade det extrema regnet en återkomsttid på 100 år, vilket bevisar att extrema regn förekommer även om de inträffar sällan. Enligt flera klimatprognoser förväntas dessutom både mängden och förekomsten av extremt regn öka i framtiden. Trots stora osäkerheter förväntas den extrema nederbörden öka med 10-20 % i hela Sverige, samtidigt som återkomsttiden för olika regn troligtvis kommer att minska drastiskt i framtiden.

Stora regnmängder ställer i sin tur högre krav vid dimensionering av takets avvattningsystem samt kontinuerlig tillsyn av takbrunnar för att säkerställa funktionen. För att förhindra stora vattenansamlingar bör taket dessutom alltid utformas med ett sekundärt avvattningsystem i form av bräddavlopp som kan ta över ifall de primära takavloppen satts igen. Dessa system ska idag svälja tre gånger det dimensionerande flödet och bör således kunna klara av även extrema nederbörds mängder. Under förutsättning att bräddavlopp placeras 50 mm över färdig takyta tillåts trots allt mindre mängder kvarstående vatten, varför det i samband med dimensionering av takkonstruktioner kan krävas ytterligare åtgärder för att ta hänsyn till vattenlast.

I Sverige dimensioneras vanligtvis för permanent last från egentyngd och variabel last i form av snölast, vindlast och nyttig last. Snölasten bestäms för olika snözoner där exempelvis en snölast på 1,0 kN/m<sup>2</sup> motsvarar en vattennivå på 100 mm. Utifrån nederbördsstatistik kan konstateras att det är relativt osannolikt att en kvadratmeter av ett tak utsätts för 100 mm regn inom ett dygn. Däremot är det viktigt att ta hänsyn till att takets lutning medför att regn som fallit på andra delar av taket kan rinna till och ansamlas i takets lågpunkter. Likaså kan slagregn mot en angränsande byggnads fasad bidra till att ännu mer vatten samlas på taket.

Vad gäller vattenlastens storlek i förhållande till den dimensionerande snölasten är det tydligt att vattenlasten enbart är relevant i lägre snözoner där snölasten är mindre. Dimensionering för en mindre snölast medför att det krävs en mindre mängd vatten för att ge upphov till samma last på taket. Dessutom regnar det vanligtvis mer i södra Sverige varpå mer vatten kan ansamlas under kortare tid och resultera i en högre nivå kvarstående vatten på taket. Stora mängder vatten i kombination med att takkonstruktionen har en låg styvhet medför en större risk för att taket kollapsar i samband med extrema regn.

Trots stora mängder vatten på låglutande takkonstruktioner pekar flera av takkollapserna som beskrivits i avsnitt 4.2 på att vattenlasten inte är den enda orsaken till att flacka tak ger vika. Tvärtom är det ofta flera faktorer som ligger bakom, där vattenlasten sannolikt fungerar som en katalysator som i kombination med andra bristfälligheter i konstruktionen kan leda till att taket slutligen kollapsar. Generellt krävs det emellertid mycket för att ett flackt tak ska kollapsa om den rekommenderade taklutningen på 1:40 efterföljs. För äldre nästintill horisontella tak som byggts efter äldre regelverk är däremot risken större för kollaps till följd av kvarstående vatten på taket. Utöver detta kan diverse fel vid dimensionering eller utförandet ge upphov till problem med vattenansamlingar, exempelvis om takkonstruktionen inte är tillräckligt styv eller om föreskriven taklutning inte efterföljs.

Följaktligen står det klart att en godtycklig takkonstruktion måste utformas med tillräcklig styvhet för att klara av de permanenta och variabla laster som taket utsätts för. För att få en uppfattning om takkonstruktionens styvhet kan böjstyvhetsförhållandet  $n$  beräknas för olika tvärsnitt av limträ, stål och betong. Som tidigare nämnt sammanställs beräknade värden på  $n$  i tabellform i appendix B.1, där det är tydligt att värdet på  $n$  är klart högre för tvärsnitt av betong än för tvärsnitt av limträ och stål. Den huvudsakliga förklaringen bakom är att egentyngden är betydligt större för betong samt att betongbalkar överlag har en högre böjstyvhet jämfört med motsvarande balkar av limträ och stål. Takbalkar av limträ och stål med förhållandevis låg böjstyvhet böjer således ned mer än betongbalkar under samma belastning. Stor nedböjning leder i sin tur till att mer vatten kan ansamlas på taket, vilket resulterar i en högre vattenlast och större risk för att taket kollapsar. Om taket däremot är väldigt styvt begränsas nedböjningen varvid vattenlasten inte utgör något större problem.

Vidare kan det konstateras att en stor andel permanent last från framför allt egentyngd, men även taktäckning, medför att variabel last i form av exempelvis snölast eller vattenlast får en mindre inverkan på den totala belastningen på taket. För att ett tak ska kollapsa till följd av kvarstående vatten krävs därmed att lasten på taket utgörs av en förhållandevis liten andel permanent last. När det gäller takkonstruktioner av limträ eller stål är böjstyvheten och egentyngden mindre, vilket medför större nedböjning och att det kan ansamlas betydande mängder vatten i de lågpunkter som uppkommer. Av denna anledning är bärverk av limträ eller stål känsligare för vattenlasten i samband med extrema regn. Utöver detta inverkar takets area på den totala vattenlasten eftersom en större takarea möjliggör större mängder kvarstående vatten om takavloppen är igensatta.

När det gäller den genomförda fallstudien där takkonstruktionen över V-husets norra hörsal studerats kan konstateras att risken för kollaps till följd av kvarstående vatten är obetydlig även om det kan samlas stora mängder vatten på taket vid kraftiga regn. Den huvudsakliga orsaken till att vattenlasten trots allt inte utgör ett problem är att den primära betongbalken är väldigt styv, vilket gör att endast mindre deformationer uppkommer.

## 8.2 Slutsatser

Avslutningsvis kan konstateras att vattenlasten på låglutande takkonstruktioner potentiellt kan bli större än den dimensionerande snölasten i lägre snözoner i Sverige. För att stora mängder vatten ska ansamlas krävs dock att takets avvattningssystem är helt eller delvis igensatt samtidigt som det förekommer kraftiga regn. Dessutom har takkonstruktionens styvhet en avgörande betydelse vilket till stor del beror på takets area samt valet av material och dimensioner för ingående konstruktionselement. Materialvalet har i sin tur stor inverkan på andelen permanent last som taket belastas av, exempelvis har betongkonstruktioner betydligt större egentyngd än motsvarande bärverk av limträ och stål.

För att kvarstående vatten ska ge upphov till att taket kollapsar krävs sammanfattningsvis att:

- Byggnaden är utformad med ett låglutande eller flackt tak
- Takets avvattningssystem är helt eller delvis igensatt
- Mycket kraftiga regn med hög intensitet förekommer
- Byggnaden är belägen i en av de lägre snözonerna
- Lasten på taket utgörs av en relativt liten andel permanent last
- Takkonstruktionen har en förhållandevis låg styvhet samt stor area

Dessutom kan slagregn mot en högre angränsande byggnads fasad inverka på vattenlastens storlek, särskilt på fasader utan kapillärsugande förmåga. Beroende på vindhastigheten vid stora skyfall kan slagregnmängden rentav vara dubbelt så stor som motsvarande nederbörd på mark.

Följaktligen kan det utan tvekan uppstå stora vattenansamlingar på låglutande tak. I samband med dimensionering med hänsyn till vattenlast är det därmed viktigt att flacka tak utformas med tillräcklig styvhet för att förhindra accelererande nedböjning och ständigt ökande vattenlast. För att kontrollera takkonstruktionens styvhet kan böjstyvhetsförhållandet beräknas där värdet på  $n$  bör vara minst 1,5. Enligt svenska riktlinjer i AMA Hus ska nivån kvarstående vatten på tak begränsas till 30 mm, trots att bräddavloppets placering tillåter en vattennivå på 50 mm. Under förutsättning att det kan förekomma 50 mm kvarstående vatten rekommenderas därmed att värdet på  $n$  istället ska vara minst 3,0 för att förhindra stora nedböjningar till följd av vattenlast.

Utöver detta kan takkonstruktionens nedböjning begränsas för att minska mängden vatten som samlas i takets lågpunkter. Idag rekommenderas att nedböjningen för takbalkar begränsas till mellan  $L/250$  och  $L/150$ . Efter att ha beräknat värden på nedböjningsparametern  $X$  för olika fall står det klart att gällande rekommendationer generellt sett är fullt tillräckliga även med hänsyn till vattenlast, se Tabell 5.1. Oavsett snözon är det tydligt att det för balkar av betong tillåts en klart högre maximal nedböjning innan vattenlasten utgör ett problem, samtidigt som nedböjningen för balkar av limträ och stål i regel ligger inom angivna gränsvärden. För de två lägsta snözonerna bör dock nedböjningen begränsas ytterligare för att beakta inverkan av vattenlast. Av denna anledning rekommenderas härmed att nedböjningen i snözon 1,0 och 1,5 i fortsättningen bör begränsas till omkring  $L/300$  för balkar av limträ och stål.

### **8.3 Fortsatta studier**

Förslag på vidare studier inom området är att närmare undersöka vilken hänsyn som bör tas till vattenlast. I denna rapport beskrivs framför allt krav på erforderlig böjstyvhet och gränsvärden för maximal nedböjning. Kompletterande utredningar kan bland annat ge svar på om det är möjligt att hantera vattenlaster på samma sätt som snölaster och exempelvis införa en regnlastkarta över Sverige motsvarande de kartor som används i USA. Likaså kan det vara intressant att utreda huruvida vattenlaster kan kombineras med snölast och eventuellt ta fram olika lastkombinationsfaktorer som bör användas vid dimensionering.

# REFERENSER

- ASCE/SEI 7-10. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers. doi:10.1061/9780784412916
- Bell, G., & Parker, J. (1987). Roof Collapse, Magic Mart Store, Bolivar, Tennessee. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 1(2), 63-77. doi:10.1061/(ASCE)0887-3828(1987)1:2(63)
- Björk, F. (2005). *Takguide* (Andra uppl.). Stockholm, Sverige: Kungliga Tekniska Högskolan (KTH).
- Blaauwendraad, J. (2006). Ponding on flat roofs: A different perspective. *HERON*, Vol. 51, No. 2/3, 151-182. Hämtat från <http://heronjournal.nl/51-23/4.pdf>
- Blaauwendraad, J. (2007). Ponding on Light-weight Flat Roofs: Strength and Stability. *Engineering Structures*, Vol. 29, 832-849. doi:10.1016/j.engstruct.2006.06.012
- Blåder, M., & Nilsson, L. (2011). *Olycksundersökning: Takras 2011-01-15*. Höör: Räddningstjänsten Höör. Hämtat från <http://rib.msb.se/Filer/pdf%5C27017.pdf>
- Boverket. (2011). *Boverkets byggregler - föreskrifter och allmänna råd (BFS 2011:6, BBR 18)*. Karlskrona: Boverket. Hämtat från <https://rinfo.boverket.se/BBR/PDF/BFS2011-6-BBR18.pdf>
- Boverket. (2015). *Boverkets föreskrifter om ändring i verkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder) (BFS 2015:6, EKS 10)*. Karlskrona: Boverket. Hämtat från <https://rinfo.boverket.se/EKS/PDF/BFS2015-6-EKS-10.pdf>
- Boverket. (2016). *Om Boverkets konstruktionsregler, EKS*. Hämtat från <http://www.boverket.se/sv/byggande/regler-for-byggande/om-boverkets-konstruktionsregler-eks/> den 15 februari 2016
- Frühwald, E., Serrano, E., Toratti, T., Emilsson, A., & Thelandersson, S. (2007). *Design of safe timber structures - How can we learn from structural failures in concrete, steel and timber?* Lund Institute of Technology, Division of Structural Engineering. Lund: Lund University.
- Furhoffs. (2016). *Takbrunn av rostfritt stål för avvattning av platta och låglutande tak (Takbrunn FURO 180, Takbräddavlopp FURO 182)*. Hämtat från

<http://www.furhoffs.com/sv/vvs-produkter/brunnar-och-rannor/1e-tak-terrass-gjutasfalt-rens-spol-latin-och-stallbrunnar-samt-rattstopp/furo-180-182/> den 25 maj 2016

- Heyden, S., Dahlblom, O., Olsson, A., & Sandberg, G. (2008). *Introduktion till Strukturmekaniken* (Fjärde uppl.). Lund: Studentlitteratur AB.
- IBC. (2009). *International Building Code*. ICC (International Code Council). Hämtat från <https://law.resource.org/pub/us/code/ibr/icc.ibc.2009.pdf>
- IPC. (2009). *International Plumbing Code*. ICC (International Code Council). Hämtat från <https://law.resource.org/pub/us/code/ibr/icc.ipc.2009.pdf>
- IPCC. (2013). *Climate Change 2013: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA. doi:10.1017/CBO9781107415324
- Isaksson, T., & Mårtensson, A. (2011). *Byggkonstruktion - Regel- och formelsamling* (Andra ed.). Lund: Studentlitteratur AB.
- Isaksson, T., Mårtensson, A., & Thelandersson, S. (2010). *Byggkonstruktion* (Andra uppl.). Lund: Studentlitteratur AB.
- Lawson, J. (2012). *Roof Drainage - Not my problem... Maybe*. San Luis Obispo, CA, USA: SEA (Structural Engineers Association).
- Nevander, L., & Elmarsson, B. (2006). *Fukthandbok: praktik och teori* (Tredje uppl.). Stockholm: Svensk Byggtjänst.
- Sandin, K. (2007). *Praktisk husbyggnadsteknik* (Andra uppl.). Lund: Studentlitteratur AB.
- Sjökvist, E., Axén Mårtensson, J., Dahné, J., Köplin, N., Björck, E., Nylén, L., . . . Berggreen Clausen, S. (2015). *Klimatscenarier för Sverige - Bearbetning av RCP-scenarier för meteorologiska och hydrologiska effektstudier*. SMHI Rapport Nr. 2015/3. Norrköping: SMHI (Sveriges meteorologiska och hydrologiska institut). Hämtat från [http://www.smhi.se/polopoly\\_fs/1.95649!/Menu/general/extGroup/attachmentColHold/mainCol1/file/Klimatscenarier\\_f%C3%B6r\\_Sverige-v1-Klimatologi\\_15.pdf](http://www.smhi.se/polopoly_fs/1.95649!/Menu/general/extGroup/attachmentColHold/mainCol1/file/Klimatscenarier_f%C3%B6r_Sverige-v1-Klimatologi_15.pdf)
- SMHI. (2014). *Extremt kraftigt regn över Malmö*. Hämtat från <http://www.smhi.se/nyhetsarkiv/extremt-kraftigt-regn-over-malmo-1.77503> den 15 mars 2016
- SMHI. (2015a). *Extrem nederbörd*. Hämtat från <http://www.smhi.se/kunskapsbanken/meteorologi/extrem-nederbord-1.23060> den 24 februari 2016



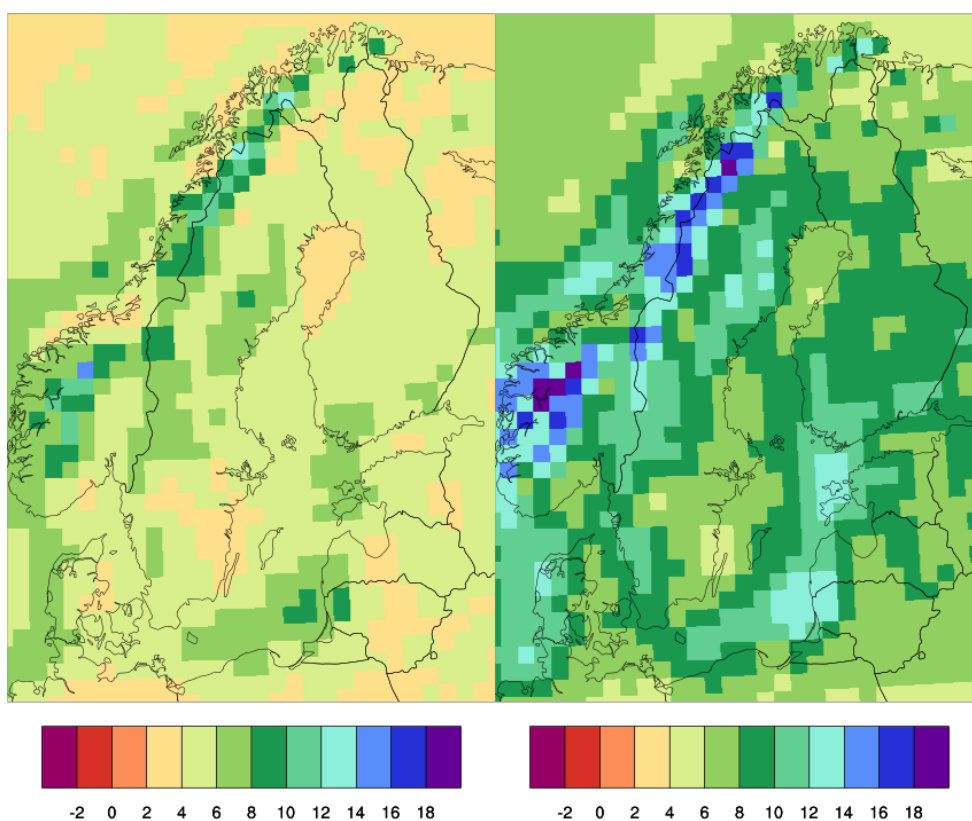
- SMHI. (2015b). *Extrem punktnederbörd*. Hämtat från <http://www.smhi.se/kunskapsbanken/meteorologi/extrem-punktnederbord-1.23041> den 15 mars 2016
- SMHI. (2015c). *Klimatindikator - extrem nederbörd*. Hämtat från <http://www.smhi.se/kunskapsbanken/klimat/klimatindikator-extrem-nederbord-1.29819> den 15 mars 2016
- SMHI. (2015d). *Nederbörd*. Hämtat från <http://www.smhi.se/kunskapsbanken/meteorologi/nederbord-1.361> den 23 februari 2016
- SMHI. (2015e). *Nederbördsintensitet*. Hämtat från <http://www.smhi.se/kunskapsbanken/meteorologi/nederbordsintensitet-1.19163> den 24 februari 2016
- SMHI. (2015f). *Ny generation klimatscenarier för klimatpåverkan - RCP*. Hämtat från <http://www.smhi.se/kunskapsbanken/klimat/rcp-er-den-nya-generationen-klimatscenarier-1.32914> den 15 mars 2016
- SMHI. (2015g). *Regn*. Hämtat från <http://www.smhi.se/kunskapsbanken/meteorologi/regn-1.648> den 24 februari 2016
- SMHI. (2015h). *Största dygnsnederbörd*. Hämtat från <http://www.smhi.se/kunskapsbanken/klimat/storsta-dygnsnederbord-1.76922> den 15 mars 2016
- SMHI. (2015i). *Svenska nederbördsrekord*. Hämtat från <http://www.smhi.se/kunskapsbanken/meteorologi/svenska-nederbordsrekord-1.6660> den 24 februari 2016
- SMHI. (2015j). *Vad betyder +2 °C global temperaturökning för Sveriges klimat?* Hämtat från <http://www.smhi.se/kunskapsbanken/vad-betyder-2-c-global-temperaturokning-for-sveriges-klimat-1.92072> den 15 mars 2016
- SMHI. (2016a). *Klimatscenarier*. Hämtat från <http://www.smhi.se/klimat/framtidens-klimat/klimatscenarier#area=eur&dnr=0&sc=rcp85&seas=ar&var=t> den 15 mars 2016
- SMHI. (2016b). *Meteorologiska observationer (SMHI Öppna data)*. Hämtat från <http://opendata-download-metobs.smhi.se/explore/> den 30 mars 2016
- SMHI. (2016c). *Om analysen*. Hämtat från <http://www.smhi.se/klimat/framtidens-klimat/klimatscenarier/haag.html> den 15 mars 2016
- SMHI. (2016d). *Snöns densitet, vatteninnehåll och tyngd*. Hämtat från <http://www.smhi.se/kunskapsbanken/meteorologi/vikten-pa-sno-1.10378> den 24 februari 2016

- SS 82 40 31. (1988). *Dagvattensystem - Takavvattning - Dimensioneringsunderlag*. SIS (Standardiseringskommissionen i Sverige).
- SS-EN 1990. (2010). *Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk (Eurocode - Basis of structural design)*. Stockholm, Sverige: SIS (Swedish Standards Institute).
- SS-EN 1991-1-3. (2009). *Eurokod 1 - Laster på bärverk - Del 1-3: Allmänna laster - Snölast (Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-3: General actions - Snow loads)*. Stockholm, Sverige: SIS (Swedish Standards Institute).
- STG. (2013). *Tak - Handboken för garanterat täta tak*. Skandinaviska Takgarantier AB. Hämtat från [http://www.takgarantier.se/media/STG\\_Takteknik1.pdf](http://www.takgarantier.se/media/STG_Takteknik1.pdf)
- Svensden, A. (2014). *Skyfall ställer till problem i Västsverige*. Hämtat från <http://www.svt.se/nyheter/regionalt/vast/tak-rasade-in-efter-skyfall> den 3 mars 2016
- Svensk Byggtjänst. (2016). *AMA - byggbranschens gemensamma språk*. Hämtat från <http://byggtjanst.se/tjanster/ama/ama---byggbranschens-gemensamma-sprak/> den 15 februari 2016
- Träguiden. (2003). *Tak - form, material och konstruktion*. Hämtat från <http://www.traguiden.se/konstruktion/konstruktiv-utformning/stomkomplettering/tak/form-material-och-konstruktion/> den 10 februari 2016
- Tätskiktsgarantier. (2016). *Riktlinjer för taktäckningar på yttertak och ytterbjälklag 2016*. Helsingborg: AB Tätskiktsgarantier i Norden. Hämtat från <http://www.tatskiktsgarantier.se/wp-content/uploads/2016/01/Tätskiktsgarantier-riktlinjer-2016-exponerade-tätskikt.pdf>
- van Herwijnen, F., Snijder, H. H., & Fijneman, H. J. (2006). Structural design for ponding of rainwater on roof structures. *HERON, Vol. 51 No. 2/3*, 115-150. Hämtat från <http://heronjournal.nl/51-23/3.pdf>
- Wern, L. (2012). *Extrem nederbörd i Sverige under 1 till 30 dygn, 1900 - 2011*. SMHI Meteorologi Nr. 2012-143. Norrköping: SMHI (Sveriges meteorologiska och hydrologiska institut). Hämtat från [http://www.smhi.se/polopoly\\_fs/1.23051!/Meteorologi-143-20121128.pdf](http://www.smhi.se/polopoly_fs/1.23051!/Meteorologi-143-20121128.pdf)

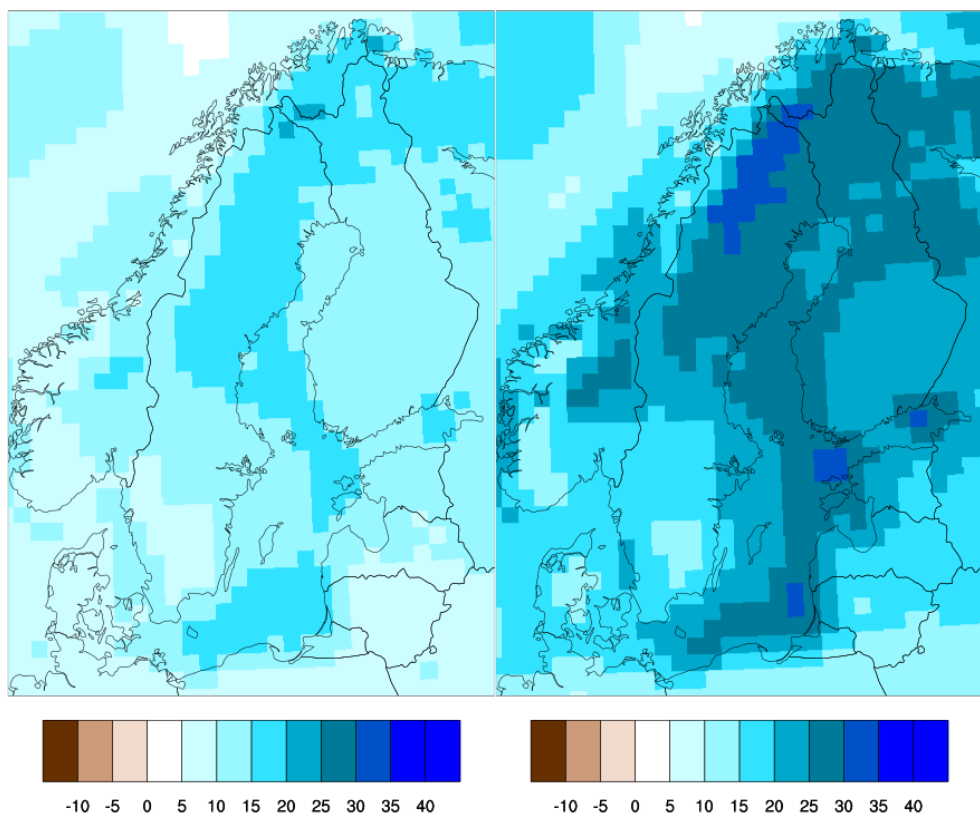
# APPENDIX A

## A.1 Nederbördsförändring enligt klimatscenarier

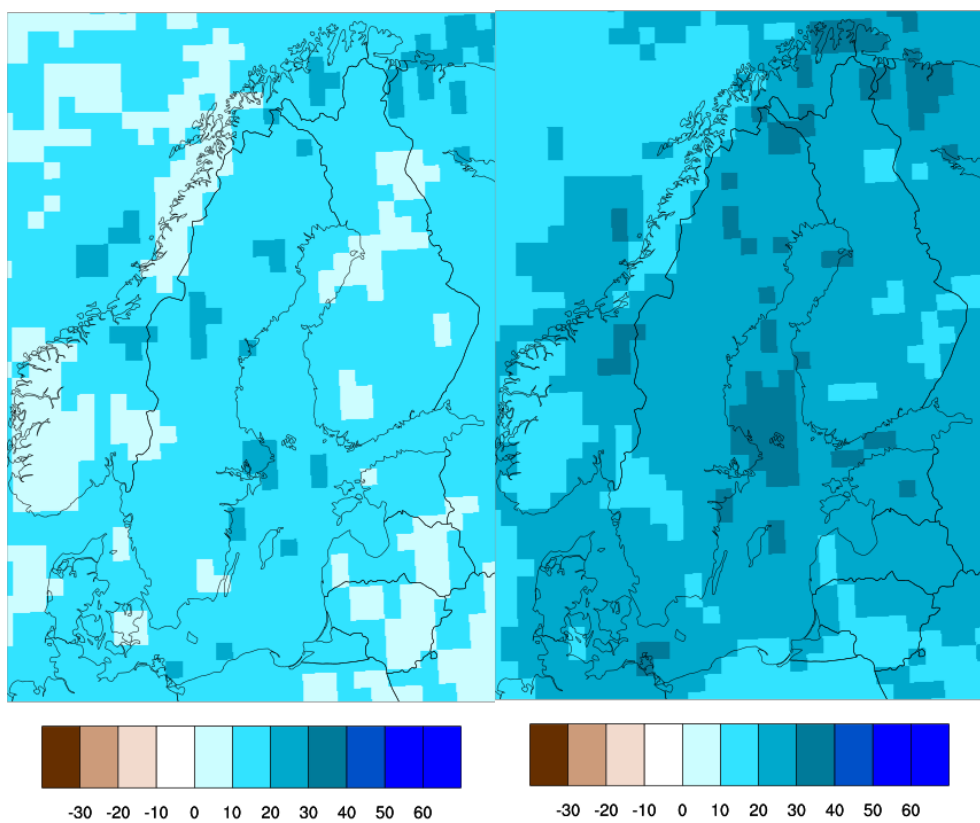
I följande figurer visas hur nederbörden kan komma att förändras i framtiden enligt SMHI:s beräkningar för klimatscenarierna RCP4,5 och RCP 8,5. Värt att understryka är att den dåliga upplösningen inte beror på figurerna i sig utan är ett resultat av att den bakomliggande klimatmodellen i nuläget inte kan ge en mer detaljerad bild än vad som visas.



Figur A.1. Beräknad förändring av årets antal dagar med kraftig nederbörd (dagar) för perioden 2071-2100 jämfört med 1971-2000. Kartorna visar scenario RCP4,5 (t.v.) och RCP8,5 (t.h.) (SMHI, 2016a).



Figur A.2. Beräknad förändring av årsnederbörden (%) för perioden 2071-2100 jämfört med 1971-2000. Kartorna visar scenario RCP4,5 (t.v.) och RCP8,5 (t.h.) (SMHI, 2016a).



Figur A.3. Beräknad förändring av årets största dygnsnederbörd (%) för perioden 2071-2100 jämfört med 1971-2000. Kartorna visar scenario RCP4,5 (t.v.) och RCP8,5 (t.h.) (SMHI, 2016a).

# APPENDIX B

## B.1 Bøjstyhetsförhållandet $n$ för olika material

På nästkommande sidor redovisas beräknade värden på bøjstyhetsförhållandet  $n$  för balkar av limträ, stål och betong utifrån ekvation (5.56), ekvation (5.58) och ekvation (5.60) som återigen presenteras nedan.

$$n_{M,GL} = \frac{\pi^4 E_k h}{2\gamma_w a L^2} \left( \frac{\gamma_d 1,2(g_{tak} a + \rho_k b h) + \gamma_d 1,5(\mu_i C_e C_t S_k a)}{8f_{md}} \right) \quad (B.1)$$

$$n_{M,S} = \frac{\pi^4 E_s h}{2\gamma_w a L^2} \left( \frac{\gamma_d 1,2(g_{tak} a + g_s) + \gamma_d 1,5(\mu_i C_e C_t S_k a)}{8f_{yd}} \right) \quad (B.2)$$

$$n_{M,C} = \frac{\pi^4 E_{cm} b h^3}{96\gamma_w a L^2} \left( \frac{\gamma_d 1,2(g_{tak} a + \gamma_c b h) + \gamma_d 1,5(\mu_i C_e C_t S_k a)}{0,9d A_s f_{yd}} \right) \quad (B.3)$$

Beräkningarna utgår ifrån förutsättningar enligt Tabell B.1.

Tabell B.1. Ingångsparametrar för beräkning av bøjstyhetsförhållandet för olika material.

Allmänt		Limträ (GL32c)	
Partialkoefficient, $\gamma_d$	1,0 (SK3)	Elasticitetsmodul, $E_k$	13700 MPa
Centrumavstånd, $a$	5,0 m	Densitet, $\rho_k$	410 kg/m <sup>3</sup>
Vattnets tunghet, $\gamma_w$	10 kN/m <sup>3</sup>	Hållfasthet, $f_{mk}$	32 MPa
Egentyngd för taktäckning, $g_{tak}$	0,5 kN/m <sup>2</sup>	Omräkningsfaktor, $k_{mod}$	0,80 (Kk1, M)
Formfaktor för snölast på tak, $\mu_i$	0,8	Partialkoefficient, $\gamma_M$	1,25

Stål (S355)		Betong (C35)	
Elasticitetsmodul, $E_s$	210000 MPa	Elasticitetsmodul, $E_{cm}$	34000 MPa
Sträckgräns, $f_{yd}$	355 MPa	Tunghet, $\gamma_c$	24 kN/m <sup>3</sup>
Tvårsnittsklass 1 & 2	h/3 (plastiskt)	Längsarmering, $A_s$	(6×1-3)φ20-32 (uk)
Tvårsnittsklass 3	h/2 (elastiskt)	Sträckgräns, $f_{yd}$	435 MPa (B500B)
Böjningsaxel	y (styva riktn.)	Täckskikt, $c_{nom}$	30-42 mm









## B.2 Nedböjningsparametern $X$ för olika material

Därefter redovisas även beräknade värden på nedböjningsparametern  $X$  som anger ett gränsvärde för nedböjningen i bruksgränstillståndet för kvasi-permanent lastkombination. I det följande presenteras en tabell vardera för limträ, stål och betong där beräkningarna baseras på ekvation (5.89) som återges nedan.

$$X \leq 1,5 \frac{0,8\gamma_w aL}{q_{d,KP}} \quad (\text{B.4})$$

Som tidigare beskrivits kan medelvärdet av  $X$  beräknas för varje snözon och för respektive material. Medelvärdet har förut angivits i Tabell 5.1 som även presenteras här i samma färgskala som de större tabellerna.

Tabell B.5. Nedböjningsparametern  $X$ , samt  $L/X$  (mm/m), i bruksgränstillståndet med hänsyn till vattenlast.

Snözon	Limträ (GL32c)	Stål (S355)	Betong (C35)
1,0	317 (3,2)	266 (3,8)	93 (10,7)
1,5	299 (3,3)	253 (4,0)	91 (10,9)
2,0	232 (4,3)	202 (4,9)	83 (12,0)
2,5	213 (4,7)	187 (5,3)	80 (12,5)
3,0	197 (5,1)	175 (5,7)	78 (12,9)
3,5	183 (5,5)	164 (6,1)	75 (13,3)
4,5	161 (6,2)	145 (6,9)	71 (14,2)
5,5	143 (7,0)	130 (7,7)	67 (15,0)

Tabell B.6. Nedböjningsparametern X för limträ (GL32c).

Snözon	L	h	Nedböjningsparametern X för LIMTRÄ (GL32c)															
			42				90				140				215			
			180	540	900	1620	180	540	900	1620	180	540	900	1620	180	540	900	1620
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			
1,0	5	102	100	98	96	94	92	89	86	84	83	81	81	80	78	75	69	
	10	205	200	196	192	189	186	182	178	176	176	172	172	170	166	162	150	
	15	307	301	295	289	283	280	278	267	257	252	251	248	235	235	244	208	
	20	409	401	393	385	377	371	363	343	326	322	320	313	298	298	325	277	
	25	512	501	491	481	472	464	456	429	406	406	415	392	372	372	440	374	
	30	614	601	589	577	566	557	543	515	487	487	528	497	470	470	533	449	
1,5	5	96	94	92	90	89	87	85	81	81	80	78	77	74	71	66		
	10	192	188	184	181	178	178	175	168	162	166	166	157	149	149	168	133	
	15	287	282	276	271	266	271	262	252	243	249	252	235	223	227	252	199	
	20	383	376	369	362	355	379	364	350	337	352	352	314	298	308	336	265	
	25	479	470	461	452	444	474	455	437	421	406	440	392	372	385	419	331	
	30	575	564	553	543	533	568	546	524	505	487	528	498	471	447	524	398	
2,0	5	73	72	71	69	69	67	66	64	64	65	62	60	60	61	58	54	
	10	145	143	141	139	137	144	140	135	131	136	136	124	119	141	123	109	
	15	218	215	212	208	206	216	209	203	197	192	204	195	187	179	197	163	
	20	290	286	282	278	274	288	279	271	263	255	272	260	249	239	262	217	
	25	363	358	353	347	343	360	349	338	329	319	357	340	325	311	328	288	
	30	436	429	423	417	411	432	419	406	394	383	428	408	390	373	393	326	
2,5	5	66	65	64	64	63	64	63	62	62	62	60	57	55	64	53	51	
	10	132	131	129	127	126	131	128	124	121	128	125	120	115	129	121	101	
	15	199	196	193	191	188	197	192	186	181	177	196	187	179	172	181	152	
	20	265	261	258	254	251	263	255	248	242	235	261	249	239	230	241	202	
	25	331	327	322	318	314	328	319	310	302	294	326	312	299	287	301	253	
	30	397	392	387	382	377	394	383	373	363	353	391	374	359	345	362	304	
3,0	5	61	60	59	58	58	59	57	56	56	56	55	53	51	59	47		
	10	122	120	119	117	116	121	118	115	112	109	120	115	111	119	112	95	
	15	183	180	178	176	174	181	176	172	168	164	180	173	166	160	167	142	
	20	243	240	237	235	232	242	235	229	224	218	240	230	222	213	223	190	
	25	304	300	297	293	290	302	294	287	280	273	300	288	277	267	279	237	
	30	365	361	356	352	348	362	353	344	336	327	360	345	332	320	335	284	
3,5	5	56	56	55	54	54	56	55	53	52	53	52	50	48	55	47		
	10	113	111	110	109	108	112	109	107	104	102	111	107	103	110	104	89	
	15	169	167	165	163	161	168	164	160	156	153	167	160	155	149	156	134	
	20	225	223	220	218	215	224	218	213	208	203	222	214	206	199	208	178	
	25	281	278	275	272	269	280	273	266	260	254	278	267	258	249	241	223	
	30	338	334	330	326	323	335	327	320	312	305	333	321	309	299	289	268	
4,5	5	49	48	47	47	47	49	48	47	46	45	48	47	44	48	42		
	10	98	97	96	95	94	97	95	93	91	90	97	94	91	88	91	80	
	15	147	145	144	142	141	146	143	140	137	134	145	140	136	132	144	120	
	20	196	194	192	190	188	195	190	187	183	179	193	187	181	176	171	159	
	25	245	242	240	237	235	243	238	233	228	224	242	234	227	220	213	199	
	30	294	291	288	285	282	292	286	280	274	269	290	281	272	264	256	239	
5,5	5	43	43	43	42	42	43	42	41	40	40	43	42	40	43	37		
	10	87	86	85	84	84	86	85	83	81	80	86	83	81	79	77	72	
	15	130	129	128	126	125	129	127	124	122	120	129	125	121	118	122	108	
	20	173	172	170	169	167	172	169	166	163	160	171	166	162	157	153	144	
	25	216	215	213	211	209	215	211	207	204	200	214	208	202	197	192	180	
	30	260	257	255	253	251	258	254	249	244	240	257	250	243	236	230	216	

Tabell B.7. Nedböjningsparametern X för stål (S355).

Nedböjningsparametern X för STÅL (S355)

Snözon	Dim. L	HEA					HEB					HEM					IPE				
		100	200	300	500	1000	100	200	300	500	1000	100	200	300	500	1000	100	200	300	450	600
1,0	5	98	90	79	67	53	97	85	74	63	50	90	76	57	54	47	101	96	90	82	73
	10	196	181	159	135	107	193	171	147	126	99	181	153	114	107	94	201	192	181	163	146
	15	293	271	238	202	160	290	256	221	189	149	271	229	170	161	141	302	288	271	245	218
	20	391	361	317	270	214	387	342	295	252	199	362	305	227	214	188	403	384	361	327	291
1,5	5	489	451	397	337	267	483	427	369	314	248	452	382	284	268	235	503	480	452	408	364
	10	978	902	765	604	476	960	852	700	550	414	912	768	604	550	476	1006	912	852	765	678
	15	1474	1365	1151	925	707	1428	1262	1021	787	604	1365	1184	941	787	604	1474	1365	1262	1151	1021
	20	1969	1813	1517	1220	944	1913	1677	1362	1056	813	1813	1577	1262	1056	813	1969	1813	1677	1517	1362
2,0	5	70	66	60	53	44	70	64	57	50	41	66	58	46	44	40	72	69	66	62	56
	10	141	133	120	106	88	139	127	114	101	83	133	117	93	88	79	144	139	133	123	113
	15	211	199	181	159	132	209	191	171	151	124	199	175	139	132	119	215	208	199	185	169
	20	281	265	241	212	176	279	255	228	201	166	266	234	185	176	158	287	278	265	246	226
2,5	5	352	332	301	265	220	349	318	285	251	207	332	292	231	221	198	359	347	332	308	282
	10	704	664	562	432	324	704	644	532	404	296	664	584	452	404	324	724	684	664	612	552
	15	1056	992	844	664	504	1056	972	812	624	472	992	892	692	592	504	1084	1012	992	932	852
	20	1412	1332	1144	912	692	1412	1312	1112	872	652	1332	1232	1032	872	732	1444	1372	1332	1252	1152
3,0	5	59	56	52	47	43	59	54	49	44	37	56	51	41	39	36	60	59	56	53	49
	10	118	113	104	93	79	118	109	99	89	75	113	101	82	79	72	120	117	113	106	98
	15	178	169	156	140	118	176	163	148	133	112	169	152	124	118	107	181	176	169	159	147
	20	237	225	208	186	157	235	218	198	177	149	226	202	165	158	143	241	234	225	211	196
3,5	5	296	282	259	233	197	294	272	247	222	187	282	253	206	197	179	301	293	282	264	245
	10	592	564	478	366	274	588	544	452	334	242	564	512	374	334	274	602	584	564	524	464
	15	892	844	712	544	412	892	824	684	512	384	844	772	612	512	412	924	892	844	784	704
	20	1184	1132	964	744	564	1184	1112	944	712	532	1132	1064	884	712	592	1204	1172	1132	1064	952
4,5	5	48	46	43	39	34	48	45	41	38	32	46	42	35	34	31	49	47	46	44	41
	10	96	92	86	78	68	96	89	83	75	65	92	84	71	68	63	97	95	92	87	82
	15	144	138	129	118	102	143	134	124	113	97	138	126	106	102	94	146	142	138	131	123
	20	191	184	172	157	136	190	179	165	151	130	184	168	142	136	125	194	190	184	175	164
5,5	5	287	276	258	235	204	286	268	248	226	195	276	252	212	205	188	291	285	276	262	246
	10	574	552	476	370	276	572	536	452	352	252	552	516	384	352	292	602	584	572	544	492
	15	864	824	704	544	412	864	804	672	504	384	824	764	612	504	412	884	864	824	784	74
	20	1152	1104	944	724	544	1152	1092	924	704	544	1104	1044	864	704	592	1224	1204	1152	1104	1012
30	1536	1464	1264	984	744	1536	1464	1264	984	744	1536	1464	1264	984	744	1536	1464	1264	984	744	

Tabell B.8. Nedböjningsparametern X för betong (C35).

Snözon	Nedböjningsparametern X för BETONG (C35)																				
	300			400			500			600											
	b	h	L	400	500	600	700	800	900	1000	800	900	1000	1100	1200	1000	1100	1200	1300	1400	
1,0	5	(m)	(m)	52	46	42	38	35	31	28	26	24	24	22	20	19	17	16	15	14	13
	10	(m)	(m)	104	92	83	76	69	62	57	52	48	44	40	37	35	32	30	28	26	26
	15	(m)	(m)	156	138	125	113	104	94	85	78	72	66	60	56	52	48	45	42	39	39
	20	(m)	(m)	208	185	166	151	139	125	113	104	96	86	81	75	69	64	59	56	52	52
	25	(m)	(m)	260	231	208	189	173	156	142	130	120	109	101	93	87	80	74	69	65	65
	30	(m)	(m)	311	277	249	227	208	187	170	156	144	131	121	112	104	96	89	83	78	78
	5	(m)	(m)	50	45	40	37	34	31	28	26	24	24	22	20	18	17	16	15	14	13
	10	(m)	(m)	100	90	81	74	68	61	56	51	47	47	43	40	37	34	32	29	27	26
	15	(m)	(m)	151	134	121	111	102	92	83	77	71	71	65	60	55	51	48	44	41	39
	20	(m)	(m)	201	179	162	147	135	122	111	102	94	86	79	74	69	63	59	55	52	52
	25	(m)	(m)	251	224	202	184	169	153	139	128	118	118	108	99	92	86	79	74	69	64
	30	(m)	(m)	301	269	243	221	203	183	167	153	142	142	129	119	110	103	95	88	82	77
2,0	5	(m)	(m)	43	39	36	33	30	28	25	24	22	22	20	19	17	16	15	14	13	12
	10	(m)	(m)	86	78	71	66	61	55	51	47	44	44	40	37	35	32	30	28	26	25
	15	(m)	(m)	129	117	107	98	91	83	76	71	66	66	60	56	52	49	45	42	39	37
	20	(m)	(m)	172	156	143	131	122	111	102	94	88	88	81	75	69	65	60	56	53	49
	25	(m)	(m)	215	195	178	164	152	139	127	118	109	109	101	93	87	81	75	70	66	62
	30	(m)	(m)	258	234	214	197	183	166	153	141	131	131	121	112	104	97	90	84	79	74
	5	(m)	(m)	41	37	34	31	29	27	25	23	21	21	20	18	17	16	15	14	13	12
	10	(m)	(m)	81	74	68	63	58	53	49	46	43	43	39	36	34	32	29	28	26	24
	15	(m)	(m)	122	111	102	94	88	80	74	68	64	64	59	55	51	48	44	41	39	36
	20	(m)	(m)	163	148	136	126	117	107	99	91	85	85	78	73	68	63	59	55	52	49
	25	(m)	(m)	203	185	170	157	146	134	123	114	106	106	98	91	85	79	74	69	65	61
	30	(m)	(m)	244	222	204	189	175	160	148	137	128	128	118	109	102	95	88	83	78	73
2,5	5	(m)	(m)	39	35	33	30	28	26	24	22	21	21	20	18	17	16	15	14	13	12
	10	(m)	(m)	77	71	65	60	56	52	48	44	41	41	38	36	33	31	29	27	25	24
	15	(m)	(m)	116	106	98	91	84	77	72	66	62	62	57	53	50	47	43	41	38	36
	20	(m)	(m)	154	141	130	121	113	103	95	89	83	83	76	71	66	62	58	54	51	48
	25	(m)	(m)	193	176	163	151	141	129	119	111	103	103	96	89	83	78	72	68	64	60
	30	(m)	(m)	231	212	195	181	169	155	143	133	124	124	115	107	99	93	87	81	76	72
	5	(m)	(m)	37	34	31	29	27	25	23	22	20	20	19	17	16	15	14	13	12	12
	10	(m)	(m)	73	67	62	58	54	50	46	43	40	40	37	35	32	30	28	27	25	24
	15	(m)	(m)	110	101	94	87	81	75	69	65	60	60	56	52	49	46	43	40	37	35
	20	(m)	(m)	147	135	125	116	108	100	92	86	81	81	75	69	65	61	57	53	50	47
	25	(m)	(m)	183	169	156	145	136	125	116	108	101	101	93	87	81	76	71	66	62	59
	30	(m)	(m)	220	202	187	174	163	150	139	129	121	121	112	104	97	91	85	80	75	71
3,0	5	(m)	(m)	33	31	29	27	25	23	22	20	19	19	18	16	15	14	13	12	11	11
	10	(m)	(m)	67	62	58	54	51	47	44	41	38	38	36	33	31	29	27	26	24	23
	15	(m)	(m)	100	93	86	81	76	70	65	61	57	57	53	50	44	41	38	36	34	
	20	(m)	(m)	134	124	115	108	101	94	87	81	76	76	71	66	62	59	55	51	48	46
	25	(m)	(m)	167	155	144	135	126	117	109	102	96	96	89	83	78	73	68	64	60	57
	30	(m)	(m)	200	186	173	162	152	140	131	122	115	115	107	99	93	88	82	77	73	69
	5	(m)	(m)	31	29	27	25	24	22	21	19	18	18	17	16	15	14	13	12	12	11
	10	(m)	(m)	61	57	53	50	47	44	41	39	36	36	34	32	30	28	26	25	23	22
	15	(m)	(m)	92	86	80	75	71	66	62	58	55	55	51	48	45	42	40	37	35	33
	20	(m)	(m)	123	114	107	101	95	88	82	77	73	73	68	63	60	56	53	50	47	44
	25	(m)	(m)	153	143	134	126	118	110	103	97	91	91	85	79	75	70	66	62	59	55
	30	(m)	(m)	184	171	160	151	142	132	123	116	109	109	102	95	90	85	79	74	70	67

### B.3 Förhållandet $R_q$ för olika nivåer kvarstående vatten

Slutligen redovisas även olika värden på  $R_q$  som beskriver förhållandet mellan total vattenlast och dimensionerande snölast. Förhållandet beräknas enligt uttrycket nedan, vilket tidigare presenterats i ekvation (6.11), där  $R_q > 1,0$  innebär att den totala vattenlasten är större än den dimensionerande snölasten.

$$R_q = \frac{q_{tot,w}}{q_{d,s}} = \frac{\gamma_w}{\gamma_d 1,5 \mu_i C_e C_t S_k} \left( \frac{\pi L}{4X} + \frac{h_w}{n-1} \right) \quad (\text{B.5})$$

För att få en uppfattning om olika gränsvärden för nedböjning  $L/X$  kan Tabell B.9 användas som vägledning.

Tabell B.9. Maximal nedböjning (mm) för olika värden på  $L$  och  $X$ .

<b>X</b>	<b>100</b>	<b>150</b>	<b>200</b>	<b>250</b>	<b>300</b>	<b>350</b>	<b>400</b>	<b>450</b>	<b>500</b>
<b>L</b>	(...)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
<b>5</b>	(m)	50	33	25	20	17	14	13	11
<b>10</b>	(m)	100	67	50	40	33	29	25	22
<b>15</b>	(m)	150	100	75	60	50	43	38	33
<b>20</b>	(m)	200	133	100	80	67	57	50	44
<b>25</b>	(m)	250	167	125	100	83	71	63	56
<b>30</b>	(m)	300	200	150	120	100	86	75	67

